

Zur mechanischen Modellierung des Oberbaus für spurgebundene Systeme mit maßgeblicher Güterverkehrsbelastung

Von der
Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines
Doktoringenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte

Dissertation

von
Dipl.-Ing. (Univ.) Jan Pöttsch
geboren am 28.06.1985
aus Lübeck

Eingereicht am: 10. Mai 2019

Disputation am: 19. August 2019

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Thomas B. Siefer
Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Michael P. Wistuba

Kurzfassung

Name: „Zur mechanischen Modellierung des Oberbaus für spurgebundene Systeme mit maßgeblicher Güterverkehrsbelastung“

Stichwörter: Oberbau, Schotter, Güterverkehr, FEM, Optimierung, Lastabtragung

Diese Dissertation beschäftigt sich mit der Modellierung eines Fahrweges für spurgebundene Strecken mit maßgeblicher Güterverkehrsbelastung. Der Fahrweg bzw. das Bauwerk ist inhomogen, insbesondere die Schotter-, Trag- sowie Schutzschichten, und lässt sich analytisch nicht exakt bestimmen, sodass die Modellierung mithilfe der Finiten-Elemente-Methode (FEM) erfolgt, um die elasto-plastische Eigenschaft des Fahrweges darstellen zu können. Dabei wird der Fahrweg in Schotteroberbauweise modelliert. Der Fahrweg in der Variante „Feste Fahrbahn“ wird dabei grundsätzlich nicht betrachtet.

Für die Modellierung des Fahrweges wird der Fokus der Betrachtung auf den Oberbau gelegt, allerdings werden der Unterbau und der Untergrund in der Modellierung nicht vernachlässigt. Für jedes Konstruktionselement des Fahrweges werden sowohl die jeweiligen Material-Modelle als auch die Oberbaubestandteile betrachtet. Des Weiteren erfolgt eine Ermittlung der Belastungen, die durch den Güterverkehr auftreten. Mögliche Umwelteinflüsse, wie z.B. Temperaturen oder Verunreinigung bzw. Abnutzung des Schotters im Oberbau, werden bei der Belastungsermittlung berücksichtigt.

Mit einer Ergebnisvalidierung des Fahrwegmodells und der damit einhergehenden Fehlerbestimmung, die aus dem numerisch idealisierten Modell hervorgehen, werden die Spannungsverläufe betrachtet und bewertet. Darüber hinaus wird auch die Modellierung bzw. die numerische Umsetzung beurteilt.

Die Analyse der Lastabtragung durch das Fahrwegmodell bzw. durch den Oberbau soll Aufschluss geben, inwieweit der Oberbau optimiert werden kann. Bei der Analyse werden hauptsächlich die Spannungsverläufe der Spannbetonschwellen und des Schotterbettes betrachtet. Verbesserungen im Hinblick auf die Abstimmung der Komponenten im Fahrweg, verlängern die technische und damit auch die wirtschaftliche Nutzbarkeit des Fahrweges. Eine Steigerung der wirtschaftlichen Nutzbarkeit führt zu einem kostengünstigen Oberbau.

Abstract

Name: "Mechanical modelling of a permanent way with significant freight traffic loads"

Keywords: Superstructure, ballast, freight traffic, FEM, optimization, load transfer

This dissertation deals with the modelling of a roadway for railway traffic with significant freight traffic load. The railway track or structure is inhomogeneous - especially the ballast, base and protective layers - and cannot be exactly determined analytically. Therefore, the modelling is carried out with the aid of the Finite-Element-Method (FEM) in order to be able to represent the elasto-plastic property of the railway track. The track is modelled using a ballast superstructure. The "ballastless track" variant is not considered in principle.

For the modelling of the track, the focus of consideration is on the superstructure but the substructure and the subsoil are not neglected in the modelling. For each construction element of the track, both the respective material models and the superstructure elements are examined. Furthermore, the loads caused by freight traffic are being determined. Possible environmental influences, e.g. temperature or contamination or wear of the ballast in the superstructure, are included in the load determination.

The stress curves are examined and evaluated by validating the results of the track model and the associated error identification resulting from the numerically idealized model. In addition, modelling and numerical implementation are also assessed.

The load transfer mainly takes place during stress progressions in the prestressed concrete sleepers and the ballast bed. Analysing the load transfer caused by the track model or by the superstructure should provide information on the extent to which the superstructure can be optimised. Improvements, with regard to the coordination of the components in the track, extend the track's technical, and hence also the economic, usability. An increase in economic usability leads to a cost-effective superstructure.

Inhaltsverzeichnis

Verzeichnisse	I
Inhaltsverzeichnis.....	I
Abbildungsverzeichnis	IX
Tabellenverzeichnis.....	XIII
Abkürzungsverzeichnis	XIV
Formelzeichen.....	XVI
Glossar	XX
1 Einleitung.....	1
2 Der Fahrweg mit seinen technischen und rechtlichen Grundlagen.....	3
2.1 Technische Grundlagen	4
2.2 Rechtliche Grundlagen.....	7
3 Statische und dynamische Belastungen	9
3.1 Statische Belastung auf dem Fahrweg	11
3.2 Dynamische Belastungen auf dem Fahrweg.....	13
3.2.1 Die Rollbewegung des Radsatzes	14
3.2.2 Anfahrs- und Abbremskräfte	16
3.2.3 Kurvenfahrten/Übergangsbögen	16
3.2.4 Der Sinuslauf des Rades	17
3.2.5 Gefällefahrten.....	18
3.3 Theoretische Druckverteilung und Lastenübertragung	18
3.3.1 Kraftübergang vom Rad in die Schiene	21
3.3.2 Spannungsfluss von der Schiene in die Schwelle.....	25
3.3.3 Spannungsfluss von der Schwelle durch das Schotterbett	27
3.4 Fazit.....	32
4 Theorie und Modellierung des Fahrweges	35
4.1 Einheitensystem und Geometrie	36
4.2 Material.....	40
4.3 Elementgruppen, Elementtypen und das Netz der FE.....	53
4.4 Freiheitsgrade und Randbedingungen	57
4.5 Netzvereinigung, -verklebung und Kontaktbedingungen	57
4.6 Belastung.....	60
4.7 Löser und Lösungsberechnungseinstellungen	66
4.8 Bemessungsgrößen der FEM-Ergebnisausgabe	68
4.8.1 Vergleichsspannung.....	69
4.8.2 Druck-, Scher- und Normalspannung im Schotterbett	70
4.8.3 Verschiebungen	71
4.9 Ergebnisvalidierung.....	71

4.9.1	Analytische Theorie mit einem Ersatzmodell nach ZIMMERMANN.....	73
4.9.2	Messergebnisse nach MÜLLER-BORUTTAU.....	74
4.9.3	FEM Rad-Schiene-Kontaktmodell nach DAMME.....	76
4.9.4	Fehleranalyse aus der assoziierten Fließregel	82
4.9.5	Übergang Schwelle-Schwellensohle-Schotterbett	85
4.9.6	Die Spannungen im aufbereiteten Schotter und Rundschotter.....	87
4.9.7	Berechnungszeit und technische Voraussetzungen zur Bestimmung der Ergebnisse	90
4.10	Fazit.....	91
5	Optimierungspotenzial im Oberbau	93
5.1	Optimierung der Sohle	95
5.2	Reduktion der lateralen Spitzenbelastung im Schotterbett	101
6	Kostenrechnung des Oberbaus.....	105
6.1	Reduktion von Investitionen	106
6.2	Senkung der Instandhaltungskosten und Verlängerung der Nutzungs- dauer	109
7	Zusammenfassung und Ausblick.....	113
	Literaturverzeichnis	115
Anhang	123

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Bauweisen des Fahrweges [S1]	5
Abb. 2: Schematische Darstellung des Systems Rad-Fahrweg (Feder-Masse-Dämpfer-System) [S1]	6
Abb. 3: Übertragungsverhalten von dynamischen Systemen als Feder-Masse-Dämpfer-System [B3]	9
Abb. 4: Schwingungsarten [B3]	10
Abb. 5: Mehraxiale zyklische Beanspruchungen [B3]	10
Abb. 6: Translations- und Rotationsbewegung [V2]	14
Abb. 7: Grundlegende Gleitmechanismen in der Kontaktfläche zweier Körper [V2]	14
Abb. 8: Berücksichtigung der Anregungsquellen [V40]	14
Abb. 9: Zusammenhang Wellenlänge – Fahrgeschwindigkeit – Frequenz [B18]	15
Abb. 10: Sinuslauf eines Radsatzes nach KLINGEL [V5]	17
Abb. 11: Flächenumwandlung nach ZIMMERMANN [V6]	18
Abb. 12: Einflusslinien nach ZIMMERMANN [S1]	20
Abb. 13: Druckverteilung der Radkraft über die Systemkomponenten des Gleises [B2]	21
Abb. 14: Berührung zweier allseitig gekrümmter Körper [B7]: a) Räumliche Ansicht, b) Druckverteilung in der ellipsoidalen Kontaktfläche, c) Hauptkrümmungsebenen	22
Abb. 15: Haft- und Gleitzone in der idealisierten Kontaktfläche [V2]	24
Abb. 16: Laufstabilität auf idealem und reellem Gleis [B4]	25
Abb. 17: Beanspruchung von Schienenbefestigungen und den Zwischenlagen [B2]	25
Abb. 18: Last- und temperaturbedingte Spannungen in der Schiene [B2]	26
Abb. 19: Bananenähnliche Hystereseschleife bei Zwischenlagen Zw 700 [B8]	26
Abb. 20: Schwellendurchbiegung – 20-t-Achse [B2]	27
Abb. 21: Wellenausbreitung im elastischen Halbraum [B2]; [O8]	28
Abb. 22: Schwellenauslenkung bei unterschiedlicher Schottersteingeometrie [V4]	29
Abb. 23: Schotterverschmutzung und Absplitterungen [B2]	29
Abb. 24: Mittlere Schotterpressung entlang der Schwellenachse auf Planumsniveau bei quasi-statischer Belastung von 100 kN (Radlast) [F4]	30
Abb. 25: Hohllagen auf Schottergleisen [V8]	30
Abb. 26: Schematische Druckverteilung auf dem Planum bei einer und zwei Radachsen [B2]; [F2]	31

Abb. 27: Gemessene Bodendruckspannungen aus niederfrequenten Einwirkungen (durchgezogene Linien) und höherfrequenten Einwirkungen (Schraffur) infolge Güterzugüberfahrt mit ca. 27,2 m/s (~ 100 km/h) [B18]	32
Abb. 28: Anwendung der FEM bei einem Rohr [O10]	35
Abb. 29: Definition Radsatz [V1]	37
Abb. 30: Übertrieben dargestellte Formveränderung einer Radsatzwelle.....	37
Abb. 31: 60E1/E2 – Normalspannung in Bezug auf den Querversatz [O11]	38
Abb. 32: Spannbetonschwelle B 70 in der konzeptionellen Ansicht.....	39
Abb. 33: Besohlte Schwelle.....	40
Abb. 34: Verlauf von elastischem und elastisch-plastischem Verhalten über die Zeit t [B3] ..	41
Abb. 35: Die Fließfläche vom Modell MOHR-COULOMB im Vergleich zum DRUCKER-PRAGER-Modell [B14].....	45
Abb. 36: Hauptspannungsraum – DRUCKER-PRAGER	46
Abb. 37: DRUCKER-PRAGER-Fließfläche an den Hauptspannungen [B14]	47
Abb. 38: DRUCKER-PRAGER-Fließfunktion mit Kappe [B14]	47
Abb. 39: Extrudiertes Membran-Element	53
Abb. 40: DELAUNARY-TRIANGULATION-Algorithmus [O18].....	54
Abb. 41: ADVANCED-FRONT-Algorithmus [O19]	54
Abb. 42: Dreidimensionale Festkörper-Elemente (Ausschnitt) [B14]	55
Abb. 43: Veranschaulichung eines dreidimensionalen Festkörper-Kragarmmodells [B14]....	55
Abb. 44: Koordinaten und Verschiebungen eines 3-D-Elements [B14].....	56
Abb. 45: Typisches Kontaktproblem zwischen zwei Körpern [B14]	58
Abb. 46: Erhöhung der Anzahl der in Kontakt tretenden Knoten [B14]	59
Abb. 47: Systematischer Aufbau der Zeitschritte [U1].....	61
Abb. 48: Zeitfunktion f_{sta_501} , f_{sta_501} und f_{dyn_501}	61
Abb. 49: Zeitfunktion f_{sta_504} und f_{dyn_504}	62
Abb. 50: Zeitfunktion f_{sta_505} und f_{dyn_505}	63
Abb. 51: Zeitfunktion f_{sta_506} und f_{dyn_506}	63
Abb. 52: Temperatureinfluss auf den Fahrweg – Visualisierung (Ausschnitt).....	64
Abb. 53: Zeitfunktion f_{sta_503} und f_{dyn_503}	64
Abb. 54: Verträglichkeitsprobleme der Belastungen – Darstellung an der Schiene (Vergleichsspannung).....	65

Abb. 55: Verträglichkeitsprobleme der dynamischen Belastungen – Systematische Darstellung an der elastischen Betonschwellensohle (Druckspannungsdarstellung)....	65
Abb. 56: Iterationsergebnisse konvergieren.....	67
Abb. 57: Iterationsergebnisse oszillieren.....	67
Abb. 58: Fahrwegmodelleinstellungen	68
Abb. 59: Räumlicher Spannungszustand	69
Abb. 60: Einaxialer Spannungszustand	69
Abb. 61: Beanspruchung der Schotterkörner durch Biegezug und Druck bzw. Abscheren ...	70
Abb. 62: Vereinfachtes Ein-Schweller-FEM-Modell	72
Abb. 63: FEM Fahrwegmodell.....	72
Abb. 64: FEM mit/ohne elastische Sohle und den Lastfall äquivalent zu MÜLLER-BORUTTAU	76
Abb. 65: Verdichtung des Finite-Element-Netzes im vermuteten Kontaktgebiet [V2]	76
Abb. 66: Veränderung der Kontaktgebiete bei Querverschiebung des Radsatzes [V2].....	78
Abb. 67: MÜLLER-BORUTTAU - FEM-Vergleichsmodell	78
Abb. 68: Kontakt-Ersatzmodell mit erhöhter Netzdichte.....	78
Abb. 69: Einfluss der Elemente auf die Kontaktzone zwischen Rad und Schiene.....	80
Abb. 70: Einfluss des Gefügekoeffizienten auf die Kontaktfläche zwischen Rad und Schiene	81
Abb. 71: Vertikale Spannungen im Schotterbett und 0,15 m unterhalb der Schwelle	83
Abb. 72: Lastabtragung der Druckspannung mit Vektorplan beim Ein-Schweller-Ersatzmodell mit Rundsotter und $\psi=\psi'$ sowie $\psi=0$	84
Abb. 73: Vergleich von Modellierungsvarianten des Kontaktes zwischen Schwelle, elastischer Sohle und Schotterbett	85
Abb. 74: Veränderung des Elastizitätsmoduls der elastischen Sohle	86
Abb. 75: Fahrwegmodell während der Entwicklungsphase mit 17 Schwellen und geringer Elementdichte	90
Abb. 76: Berechnungs- und Ladezeiten des FEM-Fahrwegmodells	91
Abb. 77: Vertikale Spannungen in den Kontaktflächen der Schwelle zur elastischen Sohle und zum Schotterbett.....	93
Abb. 78: Prinzip des Stopfvorganges	94
Abb. 79: Ansatzpunkte der Stopfpickel 10 bis 15 mm unterhalb der Schwelle [F6]	94
Abb. 80: Prinzipielle Schwellendurchbiegung (Doppel-S-Form)	95

Abb. 81: Vertikaler Spannungs- und Druckspannungsverlauf an der Kontaktfläche zwischen der elastischen Sohle und dem Schotter	96
Abb. 82: Vertikaler Spannungsverlauf auf der Oberseite der elastischen Sohle und der veränderte Spannungsverlauf durch integrierte Hohlzylinder mit abgestuftem Elastizitätsmodul	97
Abb. 83: Elastische Sohle mit abgestuftem Elastizitätsmodul	98
Abb. 84: Vergleich der vertikalen Spannungen nach der Sohlenoptimierung	99
Abb. 85: Vergleich der Scherspannungen nach der Sohlenoptimierung	100
Abb. 86: Vergleich der Spannungen in Fahrtrichtung nach der Sohlenoptimierung	100
Abb. 87: Vertikale Spannungen im Ausgangsmodell und in möglichen lateralen Konstruktionselementen ($E_{sKE}=2.300 \text{ kN/m}^2$)	101
Abb. 88: Vergleich der Spannungen in Fahrtrichtung nach der Sohlenoptimierung	102
Abb. 89: Maximaler und minimaler vertikaler Spannungsverlauf beim FEM- Fahrwegmodell, der über die Schwellenunterseite in das Schotterbett übertragen wird	103
Abb. 90: Mögliche Flächen für laterale Konstruktionselemente	104
Abb. 91: Gesamt-LCC zwischen be- und unbesohlenen Schwellen Gleis [B4]	105
Abb. 92: Kostenaufteilung der Kapitalersparnis	108
Abb. 93: Beschreibung der technischen und wirtschaftlichen Nutzungsdauer [V14]	110

Tabellenverzeichnis

Tab. 1: Mögliche maximal zulässige Vertikalkräfte auf den Radsatz	11
Tab. 2: Bettungsmodul vom Unterbau/Untergrund [V6]	19
Tab. 3: Oberbauzustand s^* nach ZIMMERMANN	19
Tab. 4: Verwendete kohärente SI-Einheiten	36
Tab. 5: Mögliche Elastizitätsmodule der Zwischenlagen.....	43
Tab. 6: Mögliche Elastizitätsmodule der elastoplastischen Schwellensohle	43
Tab. 7: Materialparameter mit dem Stoffmodell Linear-Elastische-Isotrope	44
Tab. 8: Effektive Kohäsion und effektiver Reibungswinkel verschiedener Schotter- materialien [B2]	50
Tab. 9: Technische Werte von verschiedenem Schotter [O17].....	50
Tab. 10: Materialparameter mit dem Stoffmodell DRUCKER-PRAGER	51
Tab. 11: Dynamische Belastung durch Verschiebungen über die Zeit und deren ange- setzte Freiheitsgrade.....	65
Tab. 12: Plausibilitätsanalyse nach einem Auszug von Messangaben [O6]	74
Tab. 13: Empfindlichkeit des Zeitverlaufes physikalischer Größen gegenüber hochfre- quenten Anteilen [O22]	75
Tab. 14: Ergebnisse der Kontaktspannungsberechnung [V2].....	77
Tab. 15: Gegenüberstellung von ausgewählten FEM-Faktoren zwischen dem FEM-Ver- gleichsmodell MÜLLER-BORUTTAU und einem Kontakt-Ersatzmodell.....	79
Tab. 16: Einfluss auf die Druckspannung [N/m^2] bei Veränderung des Dilatanzwinkels, 0,15 m unter der Schwellensohle.....	82
Tab. 17: Belastungsspektrum auf den Oberbau.....	87
Tab. 18: Prozentuale Änderung der Verschiebungen im Oberbau	88
Tab. 19: Modellierung und zusätzliche Belastungseinflüsse zum Referenzmodell.....	89
Tab. 20: Kapitalersparnis je Kubikmeter Schotter	108
Tab. 21: Reduzierung des Schotterbettvolumens je Zentimeter Schotterbettdicke	109
Tab. 22: Durchschnittliche Jahreskosten pro 1.000 Meter bei einer Nutzungsdauer von 36 bis 41 Jahren bei einer eingleisigen Strecke mit mehr als 70.000 GesBrT/Tag, 60E1, besohlenen B70 Schwellen und 1000 m $R > 600$ m [V14]	111

Abkürzungsverzeichnis

Abb.	Abbildung
ADINA	Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis (Automatische dynamische inkrementelle nichtlineare Analyse)
AG	Aktiengesellschaft
AEG	Allgemeines Eisenbahngesetz
ATS	Automatic Time-Stepping (Automatische Zeitschritte)
AUI	ADINA-Benutzer-Schnittstelle
BMVI	Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur
bspw.	beispielsweise
BVWP	Bundesverkehrswegeplan
bzw.	beziehungsweise
CAD	Konstruieren mit dem Computer
CPU	Zentrale-Prozessor-Einheit
DB	Deutsche Bahn
DBS	Deutsche-Bahn-Standard
DIN	Deutsches Institut für Normung
Dyn	dynamisch
EBO	Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung
EN	Europäische Normen
etc.	und die übrigen ungewöhnlich, eigentlich: und so weiter
FE	Finite-Elemente
FEM	Finite-Elemente-Methode
FF	Feste Fahrbahn
FG	Freiheitsgrade
FSS	Frostschuttschicht
GA	Gleisachse
GesBrT/Tag	Gesamtbruttotonnen pro Tag
GB	Gigabyte
gem.	gemäß
Gew.	Gewicht
Gl(n).	Gleichung(en)
Geschw.	Geschwindigkeit
GPU	Grafik-Prozessor-Einheit
HDD	Festplattenlaufwerk mit starrer Platte
i.A.a.	in Anlehnung an
LCC	Life Cycle Cost (Lebenszykluskosten)

LDC	Belastungs-Verschiebungs-Kontrolle
Max.	Maximum
Min.	Minimum
min	Minute
OK	Oberkante
PSS	Planumsschutzschicht
RB	Randbedingung(en)
RIL	Richtlinie(n)
s.	siehe
SB	Schotteroberbauweise
sec	Sekunde(n)
SfM	Schicht aus frostunempfindlichem Material
SFS	Schnellfahrstrecke
SI	Internationales Einheitensystem
sKE	seitliches Konstruktionselement
St.	Stück
Sta	statisch
std	Stunde(n)
SSD	Festplattenlaufwerk mit Halbleitertechnik
Sym.	symmetrisch
Tab.	Tabelle
TB	Terabyte
TU	Technische Universität
UIC	Internationaler Eisenbahnverband
vice versa	umgekehrt
vgl.	vergleiche
z.B.	zum Beispiel
zul.	zulässig

Formelzeichen

Symbol	Einheit	Bezeichnung
A	m ²	Fläche
a	m	Schwellenabstand
a _L	Jahre	Liegedauer
A _C	m ²	Kontaktfläche
a _H	m	Halbe Breite der Kontaktfläche nach HERTZ
A _P	m ²	Querschnittsfläche des Profils
A _S	m	Effektive Schwellenauflagefläche
A _{S1}	m	Effektive Schwellenauflagefläche abzüglich 1 cm Rand
a _{zul}	m/s ²	Zulässige Beschleunigung
b	m	Breite der stellvertretenden Längsschwelle
b'	m	Wirksame Arbeitshöhe
b _Q	-	Verschlechterungsrate
b _H	m	Halbe Länge der Kontaktfläche nach HERTZ
b _S	m	Schwellenbreite
c	N/m ²	Kohäsion
c'	N/m ²	Effektive Kohäsion/Verzahnungsanteil
C	N/m	Federmatrix
C _F	-	Gefüigkeitsfaktor
C _F	N/m	Federkennziffer
C _{GP}	kg s ⁻²	Federeigenschaft (Grundprinzip)
C _U	N/m ³	Bettungsmodul
D	-	Materialparameter beim DRUCKER-PRAGER Modell
d	m	Dicke
E	N/m ²	Elastizitätsmodul
E*	N/m ²	Modifiziertes Elastizitätsmodul
e ₀	m	Schienenmittenabstand
F	N	Belastung
^t F	N	Knotenpunkt-Kraft-Vektor
^{t+Δt} F	N	Kraftvektor
F _{GP}	N	Reaktionskraft (Grundprinzip)
F _H	N	Belastung des Körpers nach HERTZ
F _n	N	Belastung in Normalenrichtung
F _t	N	Belastung in Tangentialrichtung
f _E	-	Nutzleistungsfaktor
f _F	-	Auflockerungsfaktor
f ₁	-	Schildform/Entleerungsart
f ₂	-	Neigung des Schürfweges
f _S	-	Füllungsfaktor
g	m/s ²	Erdbeschleunigung const. = 9,81
g _C	m	Abstand beim Kontakt
h _i	-	Interpolation Funktion zum zugehörigen Knoten i

h_S	m	Schichthöhe des verdichteten Bodens
I_{Deg}	-	Einflussfaktor Schotterverschmutzung
I_{Dyn}	-	Dynamik-Einflussfaktor
I_{Entl}	-	Einflussfaktor Entlastungsgrad
I_{ESub}	-	Einflussfaktor Untergrundsteifigkeit
I_σ	-	Einflussfaktor Vertikalspannung
I_{zz}	m^4	Trägheitsmoment
K	N/m^2	Steifigkeitsmatrix
K_D	€/L	Dieselpreis
K_E	€/m	Kapitalersparnis
K_P	€/L	Pflegekosten
K_V	L/(kWh)	Kraftstoffverbrauch
k	$kg\ s^{-1}$	Dämpfungseigenschaft
k_{GP}	$kg\ s^{-1}$	Dämpfungseigenschaft (Grundprinzip)
L	m	Schwellen-Ersatzlänge
l	m	Länge
J	-	Spannungs-Invariant
M	kg	Massenmatrix
MLZ	€/h	Mittellohn und Lohnzusatzkosten
M_{RS}	m^3	Reduziertes Schottervolumen
m_0	kg	Masse
m_G	kg	Gleismasse
m_{GP}	kg	Masse (Grundprinzip)
m_R	kg	Radmasse
MP	-	Momentenpol
N	-	Lastspielzahl
N_0	-	Lastspielzahl in der Vorbetriebsphase
N_T	N	Normalkraft bei Temperaturbelastung
n_P	1/h	Spielzahl
P_A	€/(h m^3)	Transportkosten des Sattelzuges
P_E	€/m ³	Entsorgungskosten
P_P	€/m ³	Planierungskosten
P_R	€/m ³	Beladungskosten
P_S	€/m ³	Schotterpreis
P_V	€/m ³	Verdichtungskosten
p	N/m^2	Pressung/Druckspannung
$p_{0,H}$	N/m^2	Maximaler Kontaktdruck nach HERTZ
p_{mittel}	N/m^2	Mittlere Pressung
Q	-	Aktuelle Qualität
Q_0	-	Qualität zum Zeitpunkt t=0
Q_G	kW	Grundleistung
Q_V	€/h	Leistungsverbrauch
Q_B	m^3/h	Nutzleistung
q	N/m	Schubspannung

q_n	-	Anzahl der Elementknoten
R	N	Belastungsmatrix
${}^tR, {}^{t+\Delta t}R$	N	Vektor der äußeren Belastung
R_e	m	Äquivalenter Krümmungsradius
R_i	m	Relativer Krümmungsradius einer Hauptebene
r	m	Radius
r_0	m	Mittlerer Radradius
S	-	Rad-Schwerpunkt
S_{max}	N/m ²	Maximale Stützkraft
s	m	Spurweite
$s_{\bar{U}}$	m	Abstand Schwellenkopf zur Schienenkopfmitte
T	N/m ²	Spannungstrenngrenze
T_{Max}	°C	Maximale Temperatur
T_{Min}	°C	Minimale Temperatur
T_{Si}	°C	Temperatur-Sicherheitszuschlag
T_{Tol}	°C	Temperaturtoleranz
T_v	°C	Verspanntemperatur
t	s	Zeitvariable
t_{An}	h	Anlieferungskosten
t_{Ab}	h	Abtransportkosten
t_E	h	Entleerzeit
t_F	h	Füllzeit
t_{FA}	h	Fahrzeit
U	m	Knotenpunkt-Verschiebungsmatrix
${}^t\dot{U}, {}^{t+\Delta t}\dot{U}$	m/s	Vektor der Knotenpunktgeschwindigkeit
${}^t\ddot{U}, {}^{t+\Delta t}\ddot{U}$	m/s ²	Vektor der Knotenpunktbeschleunigung
u	m	Überhöhungsbetrag
u_i	m	Knotenpunktverschiebung
v_i	m	Knotenpunktverschiebung
v_A	m/h	Arbeitsgeschwindigkeit
w_i	m	Knotenpunktverschiebung
w	m	Schwellendurchbiegung
x_i	-	Koordinate des Knotenpunktes
y_i	-	Koordinate des Knotenpunktes
z_i	-	Koordinate des Knotenpunktes
$u_{(x,y,z)0}$	m	Max. Radachsenverschiebung zur X-, Y- oder Z-Achse
$u_{(x,y,z)}$	m	Radachsenverschiebung zur X-, Y- oder Z-Achse
u_f	m	Überhöhungsfehlbetrag
V_R	m ³	Schild-/ Schaufelfüllung
v	m/s ²	Geschwindigkeit
v_A	m/h	Arbeitsgeschwindigkeit
v_S	m/s ²	Geschwindigkeit am Rad-Schwerpunkt
W	-	Materialparameter beim DRUCKER-PRAGER-Modell
y	m	Einsinktiefe

Z_A	m	Wellentiefe
Z_{i0}	m	Hohlage
Z_n	-	Zahl der Übergänge
α	-	Parameter für die Dilatanz
α_T	1/K	Wärmeausdehnungskoeffizient
β	-	Parameter für die Dilatanz
Δd	m	Änderung der Dicke
Δd_H	m	Annäherung zweier Körper
$\Delta E_{H,i}$	N/m ²	Änderungsbetrag des Elastizitätsmodus je Hohlzylindersegment
$\Delta F_{Dyn,W}$	N	Zusätzliche dynamische Belastung durch die Welligkeit von Rad und Schiene
Δl	m	Längenänderung
ΔT	°C	Temperaturänderung
Δt	h	Zeitzuschlag
$\Delta(x,y,z)$	m	Änderung in Richtung X-, Y- oder Z-Achse
$\Delta \varepsilon$	-	Dehnungsänderung
δ_0	%	Schienenquerneigung
ε	-	Dehnung
ε_P	-	Dehnung bei Penetration
θ	°	Ähnlichkeitswinkel
κ	-	Parameter für den Trichterdurchmesser
λ	m	Wellenlänge
λ_C	N	Normalen-Kontaktkraft
μ	-	Reibungskoeffizient
ϑ	-	Querkontraktionszahl
π	-	Konstante Pi
ρ	kg/m ³	Dichte
ρ_s	kg/m ³	Schotterdichte
σ	N/m ²	Spannung
σ'	N/m ²	Effektive Spannung
σ_e	N/m ²	Vergleichsspannung
T_f	N/m ²	COULOMBSche Scherspannung
T'_f	N/m ²	COULOMBSche effektive Scherspannung
T_{ij}	N/m ²	Scherspannung
T_{ii}	N/m ²	Spannung
ϕ	-	Geschwindigkeitsfaktor nach ZIMMERMANN
φ	°	Reibungswinkel
φ'	°	Effektiver Reibungswinkel
φ_s	°	Schienenneigung
$\varphi_{(x,y,z)}$	rad	Radachsenverdrehung um X-, Y- oder Z-Achse
ψ	°	Dilatanzwinkel
ω	rad	Winkelgeschwindigkeit

Glossar

ADINA	Software für die Analyse von nicht linearen Strukturproblemen und multiphysikalischen Problemen.
ADINA-M	Adina Modeler ist ein Zusatzmodul in der Benutzeroberfläche von ADINA, das die Implementierung von Festkörperzeichnungen aus einem CAD-basiertem Programm ermöglicht.
Belastung	Kraft, die auf das Ingenieurbauwerk wirkt. Sie wird in Newton angegeben.
..... <i>Load</i>	
Bettung	Unterlage für das Gleis, sichert die Schwellen in fester Lage, trägt das Gleisjoch und hält den Oberbau trocken. Trotz der Stabilitäts- und Lagesicherung ist die Bettung elasto-plastisch konstruiert, um dynamische Belastungen in ihrer Intensität zu dämpfen. [S2]
..... <i>Bedding</i>	
Dichte	Quotient aus Masse und Volumen.
..... <i>Density</i>	
Dilatanzwinkel	Der Materialkennwert für die Dilatanz ist der Dilatanzwinkel, der die mit der Scherverformung einhergehende Auflockerung und Volumenvergrößerung des Materials beschreibt. Er ist definiert als das Verhältnis von Volumendehnung zur Scherdehnung und wird in Grad angegeben. Der Dilatanzwinkel steigt mit zunehmendem Reibungswinkel und wird auch von der Kornform beeinflusst: Scharfkantige und platte Körner haben einen größeren Dilatanzwinkel als runde und gedrungene.
..... <i>Dilation angle</i>	
Druckspannung	Belastung bezogen auf eine Fläche.
..... <i>Pressure/Compressive</i>	
Element	Einheit aus Knoten und Kanten. Mehrere Elemente bilden ein Netz.
..... <i>Element</i>	
Elastizitätsmodul (E-Modul)	Materialkennwert, der mitunter die Steifigkeit bzw. die Nachgiebigkeit eines Materials beschreibt; er ist der Zusammenhang zwischen Dehnung und Spannung (Zugmodul oder Youngsches Modul).
..... <i>Young-Modul</i>	

Elastomer	Verformbare Kunststofflage (Vulkanisierter Kautschuk), die sich nach Druck oder Zugspannung in die Ursprungslage zurückformt.
..... <i>Elastomer</i>	
Erdbeschleunigung	Beschleunigungskonstante, die ein frei fallender Körper im luftleeren Raum (Vakuum) erfährt.
..... <i>Gravitational acceleration</i>	
Festkörper	Volumen im dreidimensionalen Raum.
..... <i>Solid</i>	
Fläche (Ober-)	Ebene im zwei- oder dreidimensionalen Raum.
..... <i>Face</i>	
Freiheitsgrade	Beweglichkeitsmöglichkeiten von Translation und Rotation.
..... <i>Degrees of freedom</i>	
Frequenz	Eine Frequenz gibt an, wie schnell die periodischen Belastungen aufeinanderfolgen. Die Frequenz wird in der SI-Einheit [Hz] angegeben und ist der Kehrwert einer Sekunde.
..... <i>Frequency</i>	
Gefüigigkeitsfaktor	Bestimmt den Grad der Penetration zweier Netze, die in Kontakt treten.
..... <i>Compliance factor</i>	
Gerade (Linienführung)	Kürzeste Verbindung zweier Punkte
..... <i>Line</i>	
Gleichung	Gleichsetzung zweier mathematischer Aussagen. Gleichungen können auch in Matrizenschreibweise (Gleichungssystem) zusammengefasst werden.
..... <i>Equation</i>	
Frostschuttschicht	Frostschuttschichten (FSS) dienen der Absicherung der Tragfähigkeit und des frostsicheren Aufbaus und/oder haben eine kapillARBrechende Funktion (vgl. auch Begriff „Schuttschichten“) [N7].
..... <i>Frost protection layer</i>	
Iteration	Wiederholung eines Vorganges.
..... <i>Iteration</i>	
Kante	Verbindungselement zwischen 2 Knoten. Die Kante ist die Begrenzung von Flächen und Volumen bzw. Körpern.
..... <i>Edge</i>	
Klothoide (Linienführung)	Kürzeste Verbindung zweier Punkte mit einem konstant stetig veränderten Radius. Die Krümmung ist proportional zur Länge.
..... <i>Klothoids</i>	

Knoten	Punkt, an dem eine oder mehrere Kanten zusammengeführt werden. Der Knoten ist das Anfangselement bei der Erstellung der Körpergeometrie und ist Verbindungselement in einem Netz.
..... <i>Node</i>	
Kohäsion	Haftfestigkeit bei bindigen Böden mit Kleinstkornstruktur. Ihre Einheit ist eine Spannung.
..... <i>Cohesion</i>	
Kontakt (Zone)	Berührung zweier Netze.
..... <i>Contact (Zone)</i>	
Konvergenz	Eine Aufsummierung, die nach n Schritten einem Grenzwert entgegenstrebt.
..... <i>Convergence</i>	
Körper	Siehe Festkörper.
..... <i>Body</i>	
Kraft	Vektor im zwei- oder dreidimensionalen Raum.
..... <i>Force</i>	
Kurve (Linienführung)	Kürzeste Verbindung zweier Punkte mit einem kontinuierlichen Radius, der kleiner als unendlich ist.
..... <i>Curve</i>	
Lager	Definieren die Freiheitsgrade an lokalen Punkten, Linien, Flächen oder Körpern.
..... <i>Fixity</i>	
Linien	Verbindet zwei Knoten zu einer Kante.
..... <i>Lines</i>	
Material	Stoffeigenschaften eines Feststoffes.
..... <i>Material</i>	
Netz	Ein Netz setzt sich aus den Elementen zusammen und bildet die Grundlage jedes Konstruktionsteils in der Finite-Elemente-Methode. Ein Netz kann mit unterschiedlichen Algorithmen angeordnet sein, dazu zählen Advance Front, Delaunary und Rule-Based.
..... <i>Mesh</i>	
Oberbau	Der Oberbau umfasst die Gleis- und Weichenkonstruktion einschließlich Kreuzungen, Schienenausläufen und Hemmschuhauswurfvorrichtungen als Schotteroberbau mit den Komponenten Schiene, Schienenbefestigung, Schwelle und Schotter (Bettung) sowie die Feste Fahrbahn [N7].
..... <i>Permanent way</i>	

	Der Oberbau ist Teil des Bahnkörpers und Fahrbahn für Eisenbahnfahrzeuge. Der Oberbau soll die auf ihm rollenden Eisenbahnfahrzeuge sicher tragen und führen und die von ihnen ausgehenden Kräfte gleichmäßig in den Unterbau ableiten. Der Oberbau ruht auf dem Planum. Alle Erd- und Ingenieurbauten, die sich unterhalb des Oberbaus befinden, gehören zum Unterbau. Oberbau und Unterbau sind durch das Planum voneinander abgegrenzt [S2].
Planum	Fläche zwischen Oberbau und Unterbau. Beschreibt das Gefälle und definiert die Tragfähigkeit.
..... <i>Planum</i>	
Planumsschutzschicht	Ist die oberste Schicht des Unterbaus. Sie soll zur Lastverteilung und zum Wasserabführen beitragen. Außerdem dient sie zur Trennung der Kornzusammensetzung zwischen dem Ober- und dem Unterbau (vgl. auch Begriff „Schutzschichten“). Sie kann schwach durchlässig oder durchlässig ausgebildet sein. Bei mehrlagigem Aufbau kann neben der Ausbildung des Korngerüsts 1 über Korngerüst 2 der untere Teil auch aus einer Frostschutzschicht oder einer Schicht aus frostunempfindlichem Material (SfM) bestehen (vgl. auch Begriff „Frostschutzschicht“) [N7].
..... <i>Subballast</i>	
Querkontraktionszahl	Verhältnis zwischen der transversalen und axialen Dehnung von Materialien mit linearen Eigenschaften.
..... <i>Poisson's Ratio</i>	
Randbedingungen	Können Lager oder auch die Definierung der Freiheitsgrade beinhalten.
..... <i>Boundary Conditions</i>	
Reibungskoeffizient	Konstante, die den Kontakt zwischen zwei aneinandergedrückten Körpern beschreibt – materialspezifisch.
..... <i>Coulomb Coefficient of friction</i>	
Reibungswinkel	Quotient aus der Scherspannung und der totalen Normalspannung in Böden [B15].
..... <i>Friction angle</i>	
Rotation	Reine Drehung von Punkten um einen Punkt.
..... <i>Rotation</i>	

Scherspannung	Tangential verlaufender Druck zwischen zwei Körpern.
..... <i>Shear Stress</i>	
Schutzschicht	Schutzschichten sind im Eisenbahnbau verwendete Tragschichten mit einer für den Unterbau bzw. den Untergrund und das Gleisbett schützenden Funktion. Schutzschichten sind den Tragschichten ohne Bindemittel zuzuordnen. Schutzschichten im Eisenbahnbau können zusätzliche Anforderungen gegenüber Tragschichten haben (vgl. auch Begriff „Frostschutzschicht“) [N7].
..... <i>protection layer</i>	
Schotter (Gleis-)	Zerkleinerter Naturstein (Basalt, Serpentin oder Granit) in Korngröße 22,4 (31,5) bis 63 mm. Der Schotter begrenzt die Kontaktspannung von der Schwellenunterseite auf den Unterbau. Die Kontaktspannung wird mit der Dicke der Schicht reguliert [B4].
..... <i>Ballast</i>	
Schwelle	Querträger im Gleisrost, der die Belastung in das Schotterbett überträgt.
..... <i>Sleeper</i>	
SI-Einheiten	Internationales Einheitensystem für physikalische Größen.
Löser	Werkzeug zum Auflösen von mathematischen Gleichungssystemen/Matrizen.
..... <i>Solver</i>	
Spannungstrenngrenze	Grenze der Zugspannungen in Böden.
..... <i>Tension Cut-off Limit</i>	
Starre Verbindungen	Steife Kanten mit fixierten Freiheitsgraden.
... <i>Rigid Links</i>	
Steifigkeit	Abhängig vom Elastizitätsmodul und von der geometrischen Form.
... <i>Stiffness</i>	
Toleranz	Festgelegter Wertebereich.
..... <i>Tolerance</i>	
Translation	Stringente Verschiebung in eine Richtung.
..... <i>Translation</i>	
Unterbau	Erdkörperdamm, der sich zwischen Untergrund und Oberbau befindet.
..... <i>Formation</i>	

Untergrund	Erdkörper, der nicht bautechnisch verändert ist.
..... <i>Natural Ground</i>	
Unterteilen	Unterteilung der Kanten um die Elemente in ihrer Größe für das Netz, zu definieren im Netz.
..... <i>Subdivide</i>	
Verformung	Formänderung von Elementen
..... <i>Deformation</i>	
Verformungsmodul, statisch	<p>Das statische Verformungsmodul beschreibt den aufgebrachten Widerstand bei quasistatischer Belastung gem. DIN 18134. Der Boden wird dabei zweimal belastet, nach der Erstbelastung erfolgt die Entlastung. Aus dem Verhältnis der zwei Normalspannungsmessungen wird die Verdichtung bestimmt. [B15]</p> <p>Das eingesetzte Gewicht beträgt bis zu 0,5 MN/m².</p>
..... <i>Deformation module, static</i>	
Verformungsmodul, dynamisch	<p>Das dynamische Verformungsmodul beschreibt den aufgebrachten Widerstand im Schnellverfahren gem. DIN 18134. Es wird aus maximaler Spannung bezogen auf die maximale Einsenkung bestimmt. Das eingesetzte Gewicht beträgt 10,2 kg [B15].</p>
..... <i>Deformation module, dynamic</i>	
Verschiebung	Siehe Translation.
..... <i>Displacement</i>	
Wärmeausdehnungskoeffizient	Konstante, die die Längenänderung bei Erwärmung des Materials beschreibt.
..... <i>Coefficient of thermal expansion</i>	
Zeit Funktion	Beschreibt die Veränderung der Zeit je Iterationsschritt.
..... <i>Time function</i>	
Zeitschritt	Größe der Zeitschritte bei den Iterationen.
..... <i>Time step</i>	
Zug	Negativer Druck.
..... <i>Stress/Tensile</i>	

1 Einleitung

Die Eisenbahn ist ein elementarer infrastruktureller Teil des Verkehrswesens, um Güter zu transportieren. Der Gütertransport soll neben den wirtschaftlichen und den sicherheitstechnischen Aspekten auch den Anforderungen an die Umwelt gerecht werden. Der Fahrweg für spurgebundene Systeme wird stetig weiterentwickelt, um die Effizienz des Streckennetzes zu verbessern. Eine Weiterentwicklung obliegt immer der Prämisse eines lagestabilen und sicheren Fahrweges. Des Weiteren ist der Einfluss von Lärm und Erschütterungen, die Anwohner im näheren Umfeld beeinträchtigen könnten, maßgeblich für die Verbesserung des Fahrweges [V1].

Alle diese Faktoren wie auch die Notwendigkeit der Reduzierung von Spitzenbelastungen im Oberbau sind Veranlassung dafür, den Fahrweg lastfallorientiert zu konstruieren, um statische und dynamische Kräfte möglichst verschleißarm abzutragen. Der Oberbau und der Unterbau haben eine Vielzahl von Variationsmöglichkeiten hinsichtlich der elastischen Eigenschaften, die auf die Geometrie und die Stoffeigenschaften zurückzuführen sind.

Im Hinblick auf die Realisierung der konstruktiven Anforderungen sind Investitionen zwingend nötig. Der Oberbau mit dem Belastungsfall des Güterverkehrs soll anhand eines computergestützten Fahrwegmodells mit der Methode der finiten Elemente (FEM) auf mögliche Optimierungen untersucht werden. Dabei wird ein standardisiertes Fahrwegmodell analysiert, welches nach dem heutigen Stand der Technik konstruiert bzw. modelliert ist. Dieses Fahrwegmodell setzt voraus, dass der schnelle Personenverkehr auf der modellierten Strecke gegen null tendiert und der Güterverkehr eine Radsatzlast von 22,5 bis 25 t besitzt. Die Radsatzlast von 22,5 t entspricht dem derzeitigen Stand der Technik und die Radsatzlast von 25 t einem zukunftsorientierten Schritt in Deutschland. Die derzeitigen vorhandenen gesetzlichen Rahmenbedingungen sind einzuhalten, jedoch spezifische Konstruktionsfaktoren näher zu analysieren.

Als besonders störend wird die Lärmemission vom Schienengüterverkehr wahrgenommen. Güterumgehungsbahnen aus dem letzten Jahrhundert führen durch das Wachstum der Städte heute häufig durch das Stadtgebiet. Im Bundesverkehrswegeplan (BVWP) 2030 wird von einem jährlichen Gesamt-Verkehrswachstum von 0,6 % ausgegangen [G1]. Das Schienennet-

zes hat bereits partiell seine maximal mögliche Auslastung erreicht [F1], sodass nur Neubau-
strecken, mit einem jährlich durchschnittlichen Investitionsvolumen von 1,8 Mrd. € [G1] das
vorhandene Schienennetz entlasten können. Wenn Neubaustrassen für den Güterverkehr ge-
schaffen und um die Städte herumgeführt werden, wird die Lärmemission für viele Betroffene
deutlich reduziert.

Die vorliegende Arbeit zeigt Möglichkeiten einer verbesserten Konstruktion einerseits und der
Reduktion von Investitionen andererseits auf. Um eine Optimierung des Oberbaus zu bestim-
men, werden zunächst im zweiten Kapitel allgemeine Rahmenbedingungen für Eisenbahn-
fahrwege aufgezeigt, die in Verbindung mit der Zielsetzung stehen. Diese Bedingungen be-
stimmen den maximal zu erwartenden Lastfall. Der Lastfall und die möglichen Belastungen für
den Oberbau werden im dritten Kapitel analysiert.

Ein Fahrwegmodell wird in Kapitel vier entwickelt und nach der Aufbauanalyse in einer Vali-
dierungsanalyse auf die Richtigkeit und Genauigkeit der numerischen Ergebnisse untersucht.
Das Modell wird sowohl mit der Lehrbuchmeinung als auch mit Messergebnissen bzw. Be-
rechnungen aus anknüpfenden Forschungsergebnissen verglichen.

Aufbauend auf der Modellierung des Fahrweges liegt das Augenmerk in Kapitel fünf auf der
Optimierung und der Betrachtung der Spannungsverläufe im Fahrwegmodell sowie bei der
Oberbaukonstruktion.

In Kapitel sechs werden Veränderungsfaktoren, die im Fahrwegmodell aufgezeigt wurden, auf
ihr wirtschaftliches Potenzial untersucht, um den Oberbau für den spurgebundenen Verkehr
mit maßgeblicher Güterverkehrsbelastung kostengünstiger zu gestalten.

Die in dieser Arbeit entwickelten Konzepte liefern einen Beitrag zur weiteren Entwicklung des
Schienennetzes. Die von der Politik geforderte Verlagerung von Gütertransporten auf die Ei-
senbahn kann nicht allein mit der vorhandenen Infrastruktur abgewickelt werden. Bei einem
Neubau von Infrastruktur besteht die Möglichkeit einer Trennung von Güter- und Personen-
verkehr. Aus diesem Grund ist es notwendig zu prüfen, ob neue Strecken speziell für den
Güterverkehr geschaffen werden, die dann auch in ortsfernen Lagen gebaut werden können.

2 Der Fahrweg mit seinen technischen und rechtlichen Grundlagen

Das Netz der Deutschen Bahn (DB) erstreckt sich in Deutschland auf über 61.000 km Gleislänge [O1]. Den unterschiedlichen Nutzungsanforderungen auf den jeweiligen Netzabschnitten des Fahrwegs entsprechen unterschiedliche Fahrwegkonstruktionen. Die Nutzungsanforderungen richten sich in der Planung nach den Lastfällen und den Rahmenbedingungen, die durch Gesetze und durch den Stand der Technik gesetzt sind.

Der spurgebundene Verkehr ist zum einen der Personenverkehr und zum anderen der Güterverkehr. Während es beim Personenverkehr um die Geschwindigkeit geht, kommt es beim Güterverkehr auf die zu transportierenden Massen an, die schnellstmöglich, aber kostengünstig transportiert werden sollen. Die DB hat ihr Streckennetz so konzipiert, dass auf fast jedem Streckenabschnitt Güterverkehr rollen kann (vgl. Anhang A). Das Streckennetz ist bis auf wenige Streckenkilometer auf die zulässige Geschwindigkeit von bis zu 100 km/h ausgelegt (s. Anhang B). Für die zulässige Streckengeschwindigkeit von 160 km/h nimmt die Verfügbarkeit auf dem Streckennetz erkennbar ab. Die Anhänge A und B verdeutlichen, dass unter anderem der Standard für spurgebundene Güterverkehrswege bis zu 160 km/h ausgelegt ist. Dabei wird durch die Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung (EBO) [G2] nur eine Höchstgeschwindigkeit für den Güterverkehr auf Hauptbahnen von 120 km/h und auf Nebenbahnen von 100 km/h zugelassen. Die Höchstgeschwindigkeit gilt für Güterzüge mit durchgehenden Bremsvorrichtungen.

Im Hinblick auf die Betriebsführung ist das derzeitige Betriebsnetz in den gefragtesten Zeitfenstern bereits völlig ausgeschöpft. Ein Grund hierfür ist die flächendeckende Erhöhung der Geschwindigkeit für den Personenverkehr. Besonders an Knotenpunkten und auf Teilstrecken ist die Leistungsgrenze erreicht. Unter anderem aus diesem Grund strebt das Bundesverkehrsministerium eine Entmischung der Schienenverkehrswege an. Aus heutiger Sicht bietet das Schienennetzsystem keine Möglichkeit einer höheren Geschwindigkeit für Güterzüge als 120 km/h. Die Entmischung zwischen Personen- und Güterverkehr kann maßgeblich nur mit Neubaustrecken sowie mit der Nutzung von vorhandenen Strecken durchgeführt werden [F1]. Der Standard der Strecken wurde für den Mischverkehr dimensioniert, dadurch bietet es sich an, dass mögliche Neubaustrecken als Güterverkehrsstrecken konzipiert werden.

2.1 Technische Grundlagen

Der Fahrweg des Schienennetzes besteht aus zwei Konstruktionsbauweisen – der Schotteroberbauweise (SB) und der Festen Fahrbahn (FF). Die am häufigsten genutzte Bauweise ist die SB. Der Schotter, als Teil des Oberbaus, ist ein setzungs- und verschleißanfälliges Konstruktionselement, das regelmäßig durch Instandhaltungsmaßnahmen erhalten werden muss. Besonders bei Geschwindigkeiten (vgl. Gl. 6 auf S. 13) über 160 km/h steigt der Erhaltungsaufwand. Der Grund ist die erhöhte Schwingungsanregung des Oberbaus. Die Schwingungsanregung entsteht im kritischen niederfrequenten Bereich (10 bis 40 Hz) bei 30 Hz [B1]. Um dennoch höhere Geschwindigkeiten zu realisieren, wurde über eine Alternative zur Schotteroberbauweise geforscht.

Die FF ist die Alternative zur SB. Sie wurde im europäischen Raum in den 1970er- und 1980er-Jahren weitreichend erforscht und wurde dann in den 1990er-Jahren zur Regelbauart für Geschwindigkeiten über 250 km/h [O3]. Derzeit sind Schnellfahrstrecken (SFS) in Deutschland bis 300 km/h (bspw. SFS Erfurt-Leipzig) in Betrieb. Eine einzige Bauart gibt es dabei nicht, sondern verschiedene Typen, wie die von BÖGL oder RHEDA. Die gesamten Streckenkilometer der FF in Deutschland sind nicht eindeutig in einer offiziellen Quelle definiert, allerdings kann laut eigener Einschätzung von circa 2 % des gesamten Schienennetzes ausgegangen werden. Im Ausland wurde auf die Entwicklung der FF in Deutschland nach 30 Jahren zurückgegriffen, beginnend mit einer 100-km-Strecke in Holland, aber mit anderen Anforderungsvoraussetzungen als in Deutschland üblich, bis hin zu einem geplanten Hochgeschwindigkeitsnetz in China, das eine geplante Länge von 12.000 km hat [O3].

Als Zwischenresümee ist festzustellen, dass bei höheren Geschwindigkeiten der Erhaltungsaufwand der SB erheblich steigt und die SB anfällig gegen niederfrequente Schwingungsanregung ist. Die Dimensionierung der SB ist hauptsächlich auf 160 km/h und nicht auf maximal 120 km/h ausgelegt. Zudem stehen „die Weichen“ in Richtung lastfallorientiertes Schienennetz. Da die FF auf Hochgeschwindigkeitsstrecken konzentriert ist und auch nur noch einen kleinen Anteil des Schienennetzes ausmacht, liegt die Fokussierung der Oberbauweise für Güterverkehr auf der SB.

Grundlegend, wie in Abb. 1 dargestellt, besteht die SB aus dem Oberbau, Unterbau und Untergrund, jedoch lediglich der Unterbau und der Oberbau sind Ingenieurbauwerke. Der Untergrund ist bautechnisch nicht verändert. Der Oberbau ist ein elastisch und stabil gelagerter Gleisrost, das die Belastungswirkung aus den Radsätzen des Zuges gleichmäßig in den Unterbau leitet. Es entstehen am Schienenkopf Kraftübertragungen, die über eine Fläche von circa 2 cm² pro Rad [V2] eingeleitet werden müssen. Die Schiene muss aufgrund der geringen Kraftübertragungsfläche sehr verschleißfest sowie widerstandsfest gegen Oberflächenfehler und Brüche sein. Die Schiene leitet die Belastung über eine kraftschlüssige Verbindung, die sowohl elastisch ist und den Durchschubwiderstand erhöht als auch für die Gleisrostrah-

mensteifigkeit verantwortlich ist. Die Schienenbefestigung mit Zwischenlage leitet die Belastung in die quer zur Schiene verlaufenden Schwellen, die großflächiger die eingeleitete Druckbelastung gegebenenfalls über eine elastische Schwellensohle in den Gleisschotter leitet. Der Schotter stabilisiert die Schwelle vor Längs- und Querverschiebungen sowie vor Verdrehungen. Die Abtragung der Last läuft über das Schotterbett (bzw. dessen Korngerüst) in den Unterbau und anschließend in den Untergrund. Die Korngröße des Korngerüsts liegt zwischen 22,4 und 63 mm. Im Korngerüst befindet sich aufgrund der Größe der Körner ein hoher Hohlraumgehalt. Oberflächenwasser kann durch die Hohlräume großflächig aufs Planum verteilt und dort in das Entwässerungssystem abgeleitet werden [B2].

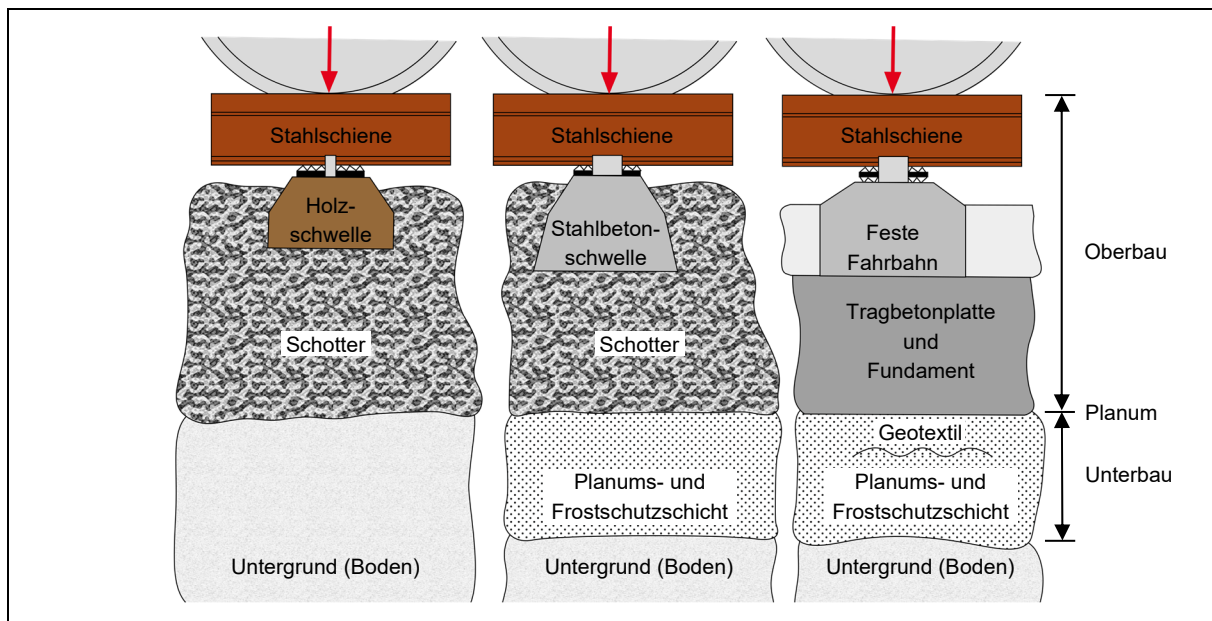


Abb. 1: Bauweisen des Fahrweges [S1]

Die oberste Fläche des Unterbaus, das Planum, stellt die Querneigung für den Wasserablauf sicher und die Planumsschutzschicht (PSS) bildet das „Fundament“ des Fahrweges. Ausschlaggebend für den Unterbau ist das Verformungskriterium. Durch eine hohe Verdichtung des Unterbaus erhält der Oberbau ein festes „Fundament“. Optional können hier neben den unterschiedlich eingesetzten Böden auch eine qualifizierte Bodenverbesserung oder bewehrte Geokunststoffe eine erhöhte Steifigkeit erzeugen, sofern der Untergrund eine ungenügende Grundsteifigkeit für den Unterbau aufweist [B2].

Die meisten Regelquerschnitte verfügen zudem über eine Frostschutzschicht (FSS), die aus weitgestuften Körnern besteht, um eine querverlaufende Drainagewirkung gegen das Grundwasser bzw. gegen den kapillaren Anstieg von Wasser zu verhindern, das bei Frosttemperaturen zu Eislinsen im Unterbau führen und eine deutlich erhöhte Inhomogenität der Lastabtragung zur Folge haben würde. Die inhomogene Lastabtragung führt zu erhöhter Beanspruchung des Materials und zu einer lokalen Beschädigung [B2].

Die auf den Fahrweg einwirkende Belastung ist meist ruck- und stoßartig. Deshalb muss ein Fahrweg eine gewisse Elastizität aufweisen, um Stöße abzdämpfen. Er muss aber auch die nötige Steifigkeit für die Stabilisierung der Radsätze aufweisen. Diese zwei Anforderungen müssen im Einklang stehen, um Langlebigkeit und Sicherheit zu gewährleisten.

Mit der Zunahme der Radsatzlasten und der Geschwindigkeiten auf dem Schienennetz in den letzten 200 Jahren erfuhr der Fahrweg eine stets wachsende Beanspruchung. Während früher im Oberbau und Unterbau die Böden die Elastizität gewährleisteten, wird sie nach dem heutigen Stand der Technik mit hochelastischen Kunststofflagen unterhalb der Schwelle und als Zwischenlagen zwischen Schienenfuß und Schwellenaufleger garantiert. Die Schiene hat kaum einen Einfluss auf die Elastizität des Oberbaus, da sie circa 1.000-fach steifer ist. Die Abb. 2 verdeutlicht schematisch die Feder- und Dämpfungsfunktion des Systems Rad-Fahrweg anschaulich.

Die Elastizität verhindert in einem Belastungsspektrum plastische Verformungen und erhöht durch ihre dämpfende Wirkung den Lebenszyklus eines Fahrweges drastisch. Die SB hat dabei einen kürzeren Zyklus als die FF in gleicher Belastungssituation. Der Lebenszyklus der FF ist ein theoretischer Wert, da sie noch eine „junge“ Bauweise ist. Da der Einsatz der FF für Hochgeschwindigkeitsstrecken konzipiert ist, ist der Vergleich der Bauweisen erst bei einer Geschwindigkeit von 250 km/h möglich. Es wird von einer Lebensdauer bei SB von circa 50 und bei der FF von circa 60 Jahren ausgegangen [O4].

Die Steifigkeit beim Schotteroberbau und der Festen Fahrbahn ergeben sich aus den elastischen Materialkennwerten und der geometrischen Form. Die Gleisroststeifigkeit und die Steifigkeit der granularen Schichten im Ober- und Unterbau definieren damit das Verformungsverhalten des Fahrweges.

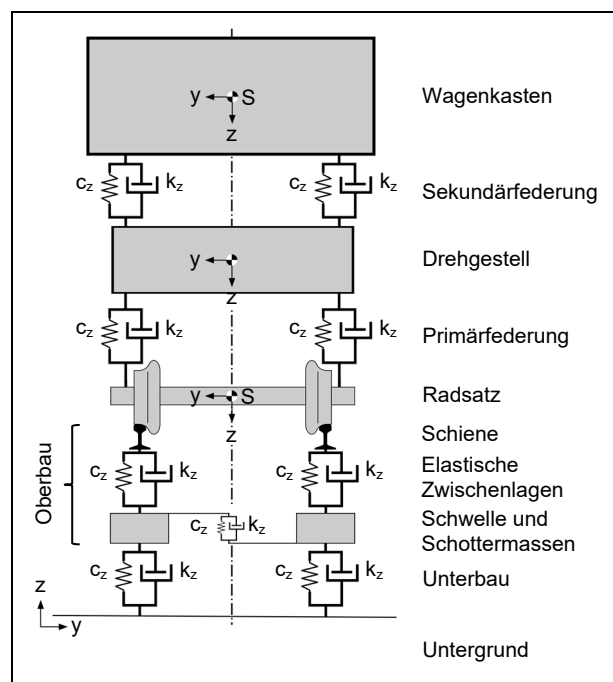


Abb. 2: Schematische Darstellung des Systems Rad-Fahrweg (Feder-Masse-Dämpfer-System) [S1]

Unabhängig von der Bauweise gestaltet sind die Elemente der Linienführung, die prinzipiell aus drei verschiedenen Typen bestehen. Die einfachste Führung der Radsätze ist die Gerade, gefolgt von der Kurve und der Verbindung zwischen Gerade und Kurve – dem Übergangsbogen. Durch ihren Verlauf tragen sie zu einer veränderten Lastabtragung im Oberbau bei, denn

mit steigender Geschwindigkeit und sinkendem Kurven-/Übergangsbogen-Radius steigen der Querkraftanteil, die Seitenbeschleunigung und die daraus gesamtresultierende Belastung auf dem Oberbau. Die Querkraft wird mittels Schienenüberhöhung kompensiert, allerdings nicht vollständig, und ein zulässiger Überhöhungsfehlbetrag impliziert eine zulässige Querkraft. Wird der Fahrweg bei Streckensteigungen bzw. -gefällen in Längsrichtung betrachtet, so erhöht sich die Längskraft der resultierenden Belastung. Die Längskraft wird durch die Längsneigungsgrenze grundsätzlich von 12,5 ‰ limitiert [G2].

2.2 Rechtliche Grundlagen

Einfluss auf den Fahrweg haben die öffentlich-rechtlichen Normen und Gesetze, die Rahmenbedingungen für den spurgebundenen Verkehr darstellen. Sie werden durch das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) festgelegt. Dazu zählen im Besonderen für den Fahrweg das Allgemeine Eisenbahngesetz (AEG) und die Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung (EBO).

Normen und Richtlinien sollen dem Stand der Technik entsprechen und werden durch den Auftraggeber als Anforderung für einen Fahrweg gestellt. Dazu zählen besonders die Richtlinien (RIL) der DB AG und alle Normen des Deutschen Instituts für Normung (DIN). Die DB Aktiengesellschaft (AG), als Haupteigentümer des deutschen Streckennetzes, verpflichtet sich selbst die Richtlinien der DB und die DIN einzuhalten.

Die Ermittlung des aktuellen Standes der Technik mit der Einbeziehung von privatrechtlichen Normen ist jedoch maßgeblich für eine Untersuchung eines allgemeingültigen Fahrweges. Hierzu zählen die Richtliniengruppen der DB für den Oberbau und Unterbau sowie die Deutschen/Europäischen Normen für Profile und Abmessungen, Stoffeigenschaften und Prüfverfahren.

3 Statische und dynamische Belastungen

In der Mechanik wird zwischen statischen und dynamischen Lasten unterschieden. Statische Lasten behalten ihre Wirkungsrichtung und die Magnitude konstant bei, während bei einer dynamischen Last die Wirkungsrichtung oder bzw. und die Magnitude vom Zeitintervall abhängig ist. Ist das Zeitintervall bei dynamischen Lasten sehr groß und üben sie keinen nennenswerten dynamischen Einfluss aus, so kann die Last als quasi statisch angenommen werden, da keine wesentlichen zusätzlichen dynamischen Kräfte zur statischen Last entstehen. Die Abb. 3 zeigt ein einfaches Feder-Masse-Dämpfer-System. Bei einer statischen Belastung entspricht diese in etwa der Reaktionskraft der Feder. Sobald die Schwingungsanregung von $F_{GP}(t)$ nicht mehr als statisch angenommen werden kann, ist die Differentialgleichung bzw. die Reaktionskraft zusätzlich von der Masse (m_{GP}) und der Dämpfungseigenschaft (k_{GP}) abhängig [B3].

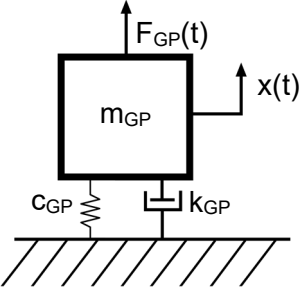
	Statisch $\sum F_x = 0: F_{GP,Sta} = c_{GP}x$
	Dynamisch $\sum F_x = 0: F_{GP,Dyn} = c_{GP}x + k_{GP}\dot{x} + m_{GP}\ddot{x}$ Statischer Anteil zzgl. Dämpfungs- und Trägheitsanteil

Abb. 3: Übertragungsverhalten von dynamischen Systemen als Feder-Masse-Dämpfer-System [B3]

Die nicht lineare Differentialgleichung 2. Ordnung aus der Abb. 3 für dynamische Belastungen ist mehrfach zwischen dem Wagenkasten und dem Untergrund vorhanden (s. Modell in der Abb. 2), sodass ein sehr komplexes mathematisches nicht lineares Gleichungssystem entsteht. Für die Lösung des nicht linearen Gleichungssystems müssen die möglichen Modellrandbedingungen der Belastungen auf dem Fahrweg definiert werden.

Dynamische Belastungen bzw. Schwingungen in den einzelnen Teilkonstruktionen können in mehreren Arten auftreten (s. Abb. 4). Eine periodische Schwingungsanregung verläuft konstant und es wird ein ständiger Wechsel zwischen Druck- und Zugkräften erzeugt. Eine transiente Anregung tritt kurzfristig auf und klingt über die Zeit ab, es entsteht kein Wechsel zwischen Druck- und Zugkräften. Der periodische und der transiente Schwingungsverlauf sind deterministisch im Gegensatz zu den zufällig auftretenden Schwingungen, die in einem oder mehreren Frequenzbereichen auftreten.

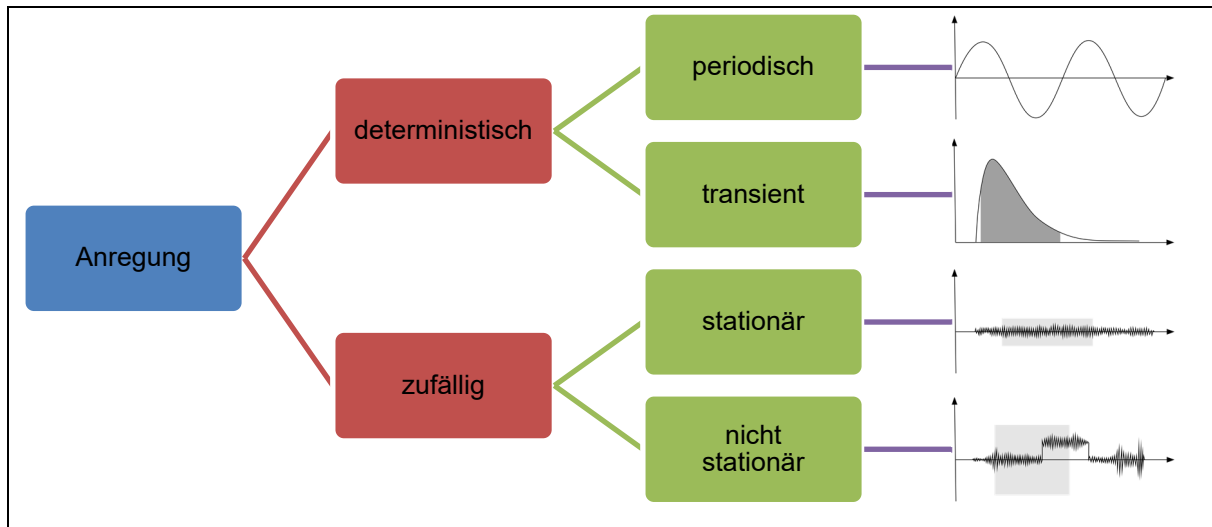


Abb. 4: Schwingungsarten [B3]

Bei mehreren Teilkonstruktionen kommt es zudem zu einer Überlagerung von Schwingungen, die zu mehraxialer Beanspruchung führt. Mehraxiale zyklische Beanspruchungen sind in der Abb. 5 aufgezeigt.

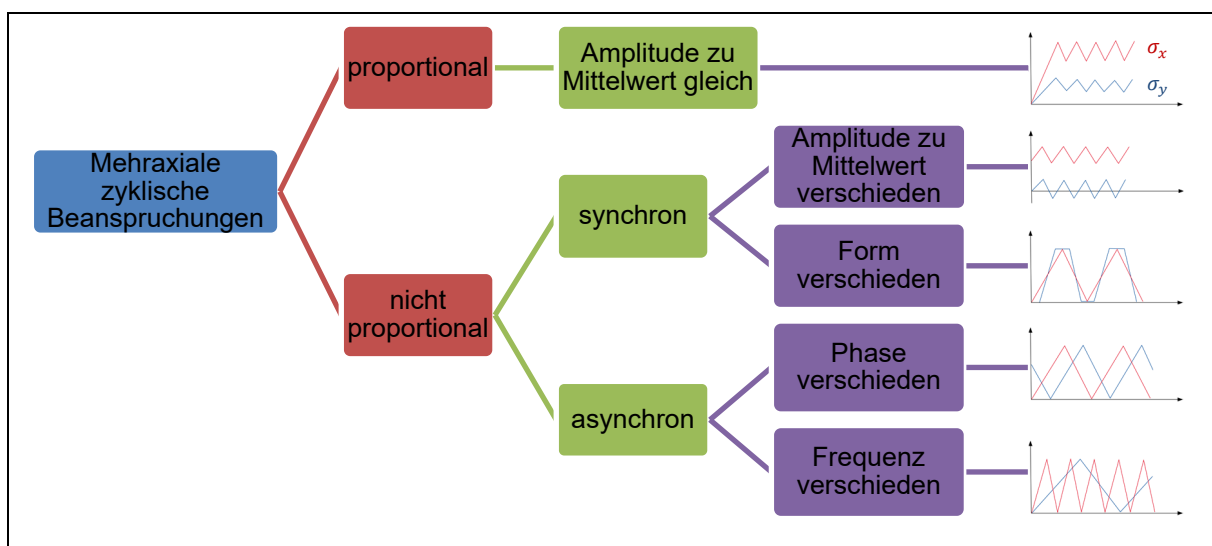


Abb. 5: Mehraxiale zyklische Beanspruchungen [B3]

Statische oder dynamische Lasten führen zu Spannungen und Formveränderungen in Bauteilen. Die Spannungsverläufe sind von entscheidendem Nutzen für eine Optimierungsanalyse, da mit der Visualisierung von Spannungsverläufen die maximal auftretenden Spannungen identifiziert und Gegenmaßnahmen getroffen werden können, um die Spannungen zu reduzieren und damit den Nutzungszeitraum zu verlängern.

Es können auch niedrige Spannungsverläufe identifiziert werden, die eine Umlagerung von der Belastung haben könnten oder die Verringerung der Dimensionierung von Konstruktionselementen, um das Investitionsvolumen zu verringern.

3.1 Statische Belastung auf dem Fahrweg

Die statischen Belastungen lassen sich in Vertikal-, Schienenlängs- und Querkräfte einteilen. Statische Radsatzlasten sind Vertikalkräfte, die sich aus dem Eigengewicht und der Zuladung des Zuges bzw. der Güterwagen ergeben. Die maximale Radsatzlast ist in Deutschland begrenzt und beträgt, wie in 21 weiteren europäischen Ländern, 22,5 t [O5]. Mit der Gl. 1 wird aus der maximalen Radsatzlast die Vertikalkraft aus Eigengewicht und Zuladung bestimmt. Die Vertikalkraft ist für drei unterschiedliche Radsatzlasten in der Tab. 1 bestimmt worden.

$$\sum F_x = 0: F = c_F x + k \dot{x} + m_0 \ddot{x}$$

Gl. 1: Statische Last – resultierend aus Masse und Erdbeschleunigung

Radsatzlast [t]	Statische Vertikalkraft $F_{\text{Sta,V}}$ [kN]
20,0	≈ 196
22,5	≈ 220
25,0	≈ 245

Tab. 1: Mögliche maximal zulässige Vertikalkräfte auf den Radsatz

Ende des 19. Jahrhunderts begann die Eisenbahnindustrie mit einem Schweißverfahren (Thermitschweißung oder elektrische Abbrennstumpfschweißung) die Schienenenden (Schienenstoß) bei 2.400° C zu verschweißen. Die „unendlich“ lange Schiene („unendlich langer Balken“ vgl. Kap. 3.3) ist am Schienenfuß durch die Schienenbefestigung an den Schwellen und durch ihre Länge auch an den Schienenenden in Längsrichtung maßgeblich fest eingespannt.

In den Schienen entstehen statische Längskräfte durch Schienenwandern bzw. -verwerfungen, durch Temperatureinflüsse entstehen statische Längskräfte in den Schienen [B2].

Die Längskräfte, die durch Temperaturveränderungen entstehen, können sich aufgrund von Klimaeinflüssen, wie Sonnenstrahlen oder Schattenwurf, ergeben, aber auch durch bauliche Veränderungen, wie den Übergang von einer freien Strecke in einen Tunnel oder auf eine Brücke. Zudem treten auch Temperaturveränderungen bei Geländeeinschnitten oder durch die eingesetzte Technik, wie Wirbelstrombremsen, auf [V3].

Die Vielzahl der Einflüsse bedeutet auch eine Vielzahl von unterschiedlichen Längskräften bzw. Normalkräften pro Streckenabschnitt. Die Einbautemperatur und somit die Verspanntemperatur (T_V) ist ein entscheidender Faktor bei der Verlegung und Instandsetzung des Oberbaus. Die Normalkräfte durch Temperatureinflüsse sind in der eingespannten Schiene gleich null, sobald die Schienentemperatur gleich der Einbautemperatur ist. Sinkt oder steigt die Temperatur im Umfeld der Schiene, so entstehen Zug- oder Druckkräfte zwischen den Einspannungen, im Fall des Oberbaus sind die Einspannungen die Schienenbefestigungen. Die Verspanntemperatur ermittelt sich aus der maximalen und minimalen Temperatur, die durch die DB AG fest definiert wurden. Die maximale Temperatur des Gleises kann $+60^\circ\text{C}$ sein und die minimale Temperatur -30°C . Die DB AG setzt zudem eine Toleranz von $\pm 3^\circ\text{C}$ sowie einen Sicherheitszuschlag von $+5^\circ\text{C}$ an, da Stahl durch seine Materialeigenschaften Zugkräfte deutlich besser aufnehmen kann als Druckkräfte (Problematik Biegeknicken) [B4]; [S1].

$$T_V = (T_{Max} + T_{Min}) \div 2 + T_{Si} \pm T_{Tol}$$

Gl. 2: Verspanntemperatur

In Betrachtung der maximalen und minimalen Temperatur der Schiene erhalten wir eine maximal mögliche Temperaturdifferenz für Druck- und Zugkräfte. Ist die Schienentemperatur kleiner als T_V , entstehen Zugkräfte, da sich das Material zwischen den Schienenbefestigungen zusammenzieht, bzw. bei höheren Schienentemperaturen als T_V kommt es zur (Aus-)Dehnung des Materials und demnach zu Normalkräften als Druckkraft. Die positive und negative Dehnung erfolgen bei einem elastischen Baustoff, wie Stahl, nach dem HOOKEschen Gesetz [B4].

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}$$

Gl. 3: Lineare Dehnung nach dem HOOKEschen Gesetz

Die größtmögliche Temperaturdifferenz zwischen der Verspanntemperatur und der Schienentemperatur ist bei Dehnung 43°C und beim Zusammenziehen des Materials 53°C. Die zwei Werte ergeben sich aus der Gl. 4 [B4]; [S1].

$$\Delta T = T_{Max; Min} - T_V$$

Gl. 4: Temperaturunterschied

Die maximale Druckkraft je Schiene geht aus Gl. 5 hervor.

$$N_T = \alpha_T \times E \times A_P \times \Delta T$$

Gl. 5: Druckkräfte aus Temperaturbelastung.

Schienenstahl hat bei Vignolschienen einen Temperaturwärmekoeffizienten α_T von 12E-6. Mit Schienenprofilen wie 60E1 oder 60E2 kann eine Schienennormaldruckkraft bis zu 831 kN (2-fach im Gleisrost) auftreten, die Gleisverwerfungen durch Biegeknicken zur Folge hat.

3.2 Dynamische Belastungen auf dem Fahrweg

Zusätzliche dynamische Belastungen zu den statischen Lasten entstehen durch nicht kompensierte Fliehbeschleunigungskräfte, eine exzentrische Lage des Fahrzeugschwerpunktes [B2] oder variierende Antriebskräfte.

Bei einem mittig laufenden Radsatz ohne weitere äußere Einflüsse und mit einem mittleren Instandhaltungszustand bestimmt die empirisch ermittelte Gl. 6 die resultierende dynamische Belastung.

$$F_{Dyn} = F_{Sta} \times \left[1 + \left(\frac{v}{83,3} \right)^2 \right]$$

Gl. 6: Dynamische Belastung beim mittleren Instandhaltungszustand [B4]

Der ausschlagkräftigste Teil der Formel ist der quadratische Anteil des Geschwindigkeitseinflusses. Die dynamische Belastung wächst proportional zur Fahrgeschwindigkeit.

3.2.1 Die Rollbewegung des Radsatzes

Bei einer Rollbewegung eines Rades auf einer Fläche können mehrere Bewegungszustände eintreten. Die Theorie eines rollenden Rades ist auch auf das Eisenbahnrad bzw. den Radsatz anwendbar. Dabei wird das reine Rollen in der technischen Mechanik in zwei Bewegungszu-

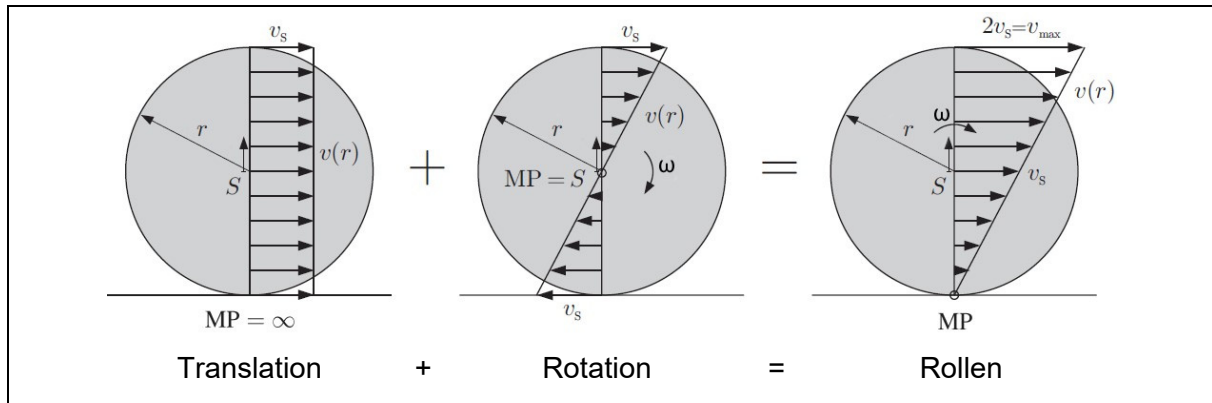


Abb. 6: Translations- und Rotationsbewegung [V2]

stände untergliedert. Die Bewegungszustände sind zum einen die Rotation mit der Winkelgeschwindigkeit ω , die die Drehung um den Schwerpunkt des Rades (S) beschreibt, und die starre Bewegung des Rades auf der Ebene. Am Momentenpol (MP) des rollenden Rades befindet sich der Kontaktbereich, in den die Kräfte aus den Bewegungszuständen eingeleitet werden. Dieser Kontaktbereich ist bei einem zweidimensionalen Modell, wie in Abb. 6, sichtbar, ein Punkt, sofern von einer unendlich großen Steifigkeit ausgegangen wird. Bei der Hinzunahme eines Materialverhaltens des zweidimensionalen Modells stellt sich eine Deformation des Modells ein, sodass aus einem Kontaktpunkt eine Kontaktlinie wird. In einem dreidimensionalen Raum wird die Kontaktlinie zu einer Kontaktfläche. Das Rad und die Schiene können mit einem elastischen Materialverhalten nicht mehr als ideal betrachtet werden. Es stellen sich unrunde Bereiche am Rad ein und auf der Schiene entstehen Wellen oder es kommt zur Riffelbildung. Das Grundprinzip der Unebenheiten zeigen die Abbildungen 7 und 8.

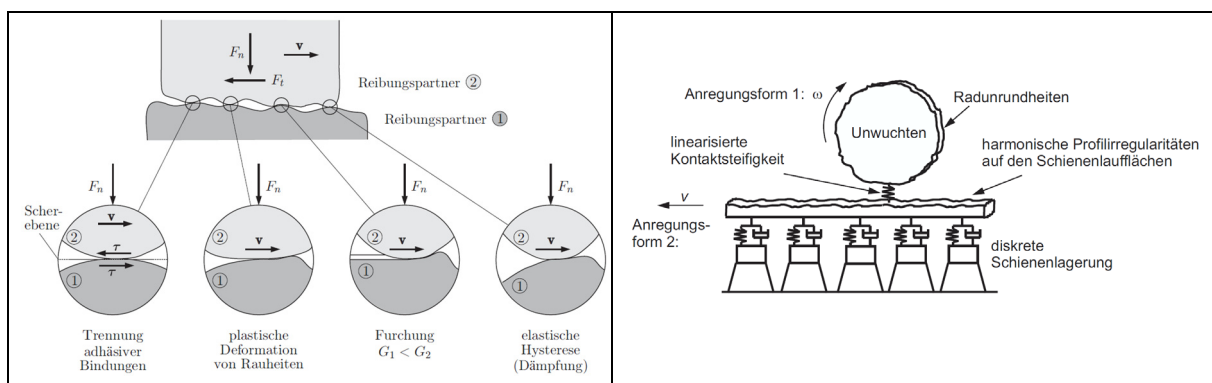


Abb. 7: Grundlegende Gleitmechanismen in der Kontaktfläche zweier Körper [V2]

Abb. 8: Berücksichtigung der Anregungsquellen [V40]

Es stellt sich eine zusätzliche vertikale dynamische Belastung aufgrund der Unebenheiten der Radlauffläche und der Schienenkopfoberfläche heraus. Die Unebenheiten in Verbindung mit der Zuggeschwindigkeit und der Massen bestimmen den Wirkungsgrad der vertikalen dynamischen Belastung. Die Welligkeit ist abhängig von der Ersatzmasse von Rad und Gleis und setzt sich aus Wellenlänge und -tiefe (vgl. dazu Abb. 7) zusammen. Die Ersatzmasse für das Gleis ergibt sich vereinfacht aus der Federsteifigkeit und der Masse. Dabei beruht die Gleissteifigkeit auf der Oberbaukonstruktion und den jeweiligen Stoff-Elastizitäten. Mit zunehmender Steifigkeit strebt die Ersatzmasse höhere Werte an. Die Rad-Gleis-Ersatzmasse strebt dem Wert der halben Radsatzmasse zu, da dem Radsatz nahezu die gesamte Bewegung übertragen wird. Die Aufnahme der Welligkeit im hochfrequenten Bereich bei über 400 Hz erfolgt maßgeblich durch die Zwischenlagen und die Schwingungsfrequenzanregung wird für den Oberbau unterhalb der Schiene entkoppelt. Die dynamische zusätzliche Belastung auf den Schienenköpfen beruht auf der Geschwindigkeit des Zuges, die quadratisch in die Gl. 7 eingeht [B4].

$$\Delta F_{dyn,W} = 4\pi^2 \frac{m_R \times m_G}{m_R + m_G} \left(\frac{z_{A,max}}{\lambda^2} \right) \times v^2$$

Gl. 7: Zusätzliche dynamische Belastung durch die Welligkeit von Rad und Schiene [B4]

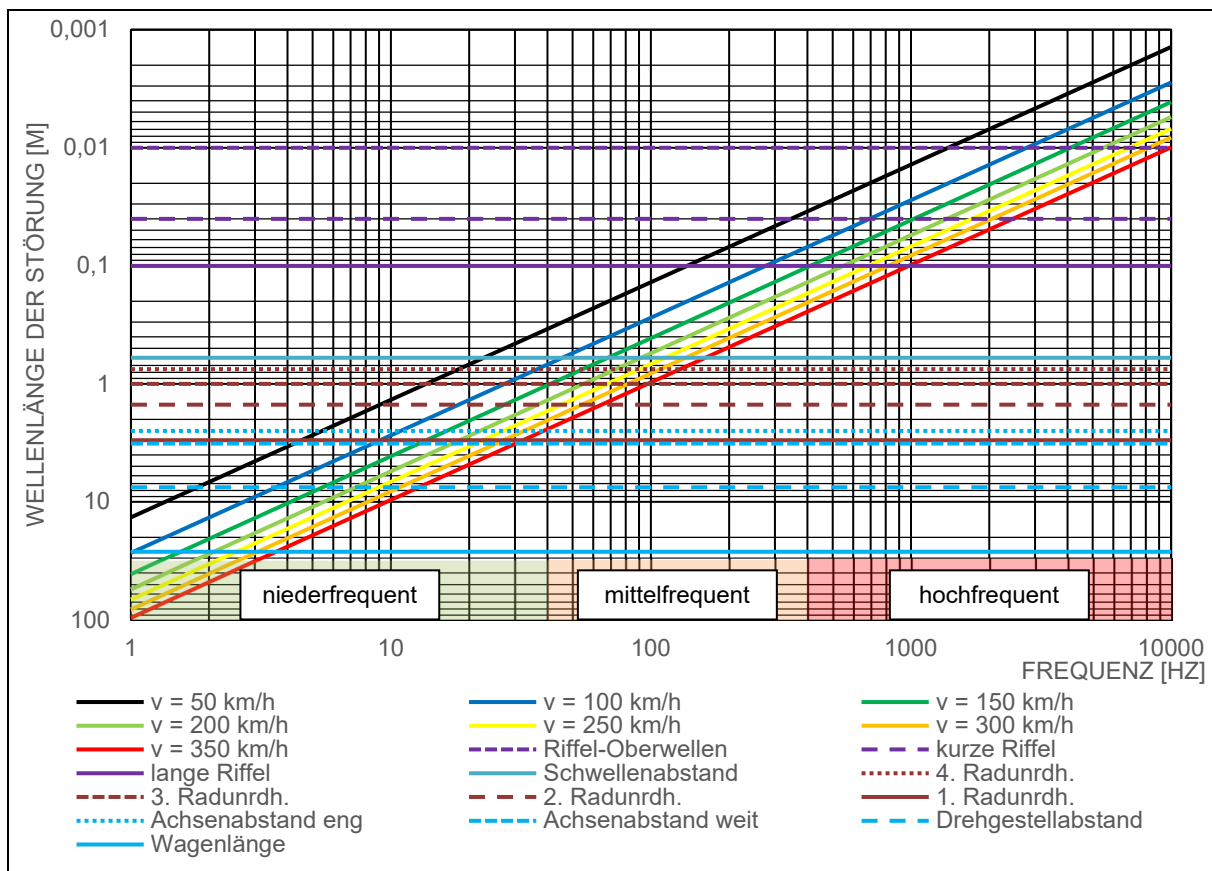


Abb. 9: Zusammenhang Wellenlänge – Fahrgeschwindigkeit – Frequenz [B18]

In der Abb. 9 ist das Frequenzspektrum infolge von Riffeln und Radunebenheiten beschrieben, die zu einer zufälligen hochfrequenten Schwingungsanregung auf den Fahrweg führt.

Die Räder mit den Lagerlitzen an der Radsatzwelle wie auch die Radsatzwelle haben in einem Toleranzbereich Imperfektionen, die an der Radlagerung neben zusätzlichen Schwingungsanregungen auch zu einer Veränderung der Lastübertragung durch eine Änderung des Rad-Schiene-Kontaktes an den Oberbau führen [V2].

3.2.2 Anfahrts- und Abbremskräfte

Angetriebene Achsen erzeugen beim Vortrieb Traktion, eine Zugzone vor dem Rad und eine Druckzone hinter dem Rad. Die Magnitude der Längskraft stellt sich in Abhängigkeit von der Radsatzlast, Geschwindigkeit und Haftreibung dar. Beim Abbremsen bzw. bei der verzögerten Bewegung greifen die Bremsen aller Radsätze im Gegenzug zum Beschleunigungsvorgang, sodass die erzeugten Längskräfte im Oberbau über die Zuglänge abgetragen werden. Die Längskräfte durch das Anfahren und das Abbremsen können bis zu 55 kN entsprechen [B2]. Im Allgemeinen sind die Längskräfte auf einer Mischverkehrsstrecke durch das Komfortkriterium von $a_{zul} = 1 \text{ m/s}^2$, was einer (resultierenden) Längskraft [N] in der Höhe der Masse [kg] entspricht (2. Newtonsches Axiom), begrenzt [B4].

3.2.3 Kurvenfahrten/Übergangsbögen

Querkkräfte treten bei auftretender Seitenbeschleunigung auf. Mit Überhöhungsrampen und Überhöhungsbeträgen werden durch die Neigung des Gleises in Kurven und Übergangsbögen die Querkkräfte ausgeglichen, um die Querverschiebungen des Gleisrostes und Schienentorsionsmomente zu vermeiden, jedoch reduziert die Neigung des Gleises die mögliche Fahrgeschwindigkeit. In Kurven und Übergangsbögen können Querkkräfte zwischen 5 kN und 51 kN entstehen. Die Magnitude ist abhängig vom Bogenradius sowie von den fahrzeugtechnischen Parametern [B2]. Der zulässige Anteil an Querkkräften wurde in der EBO mit dem Überhöhungsfehlbetrag geregelt. Die EBO setzt einen maximalen Überhöhungsfehlbetrag von 150 mm an und setzt die Bedingung in Verbindung mit der maximal zulässigen Geschwindigkeit gemäß Gl. 8. Zudem knüpft sie die Höhe des Überhöhungsfehlbetrags in „Abhängigkeit von der Beschaffenheit des Oberbaus, der Bauart der Fahrzeuge und der Ladung und deren Sicherung“ [G2].

$$v_{zul} = \sqrt{\frac{r}{11.800} \times (u + u_f)}$$

Gl. 8: Zulässige Geschwindigkeit in Abhängigkeit von der Überhöhung und dessen Fehlbetrag [G2]

3.2.4 Der Sinuslauf des Rades

Jeder Radsatz eines Zuges oder Waggon hat ein Spurspiel zwischen den Schienen, die den Radsatz tragen und führen. Das Spurspiel ist nötig, damit eine Kurvenfahrt mit dem Radius ab 150 m durchgeführt werden kann. Mit dieser Auflage sind die Räder und der Radsatz genormt. Die Räder müssen zwingend Spurkränze haben und dürfen auf der Radsatzwelle seitlich nicht verschiebbar sein. Das minimal zulässige Spurspiel liegt bei 9 mm, wenn die Spurweite 1.435 mm beträgt [G2].

Die Winkelgeschwindigkeit der Radachse ist über die Achse konstant. Sobald $\varphi_{z0} > 0$ oder $u_{y0} > 0$ ist, stellt sich eine Schlingerbewegung ein, wodurch die Räder einen unterschiedlichen Weg zurücklegen. Der Unterschied basiert auf den variierenden Spurkränzradien in Zusammenhang mit der Veränderung des Schienenquerschnittsradius.

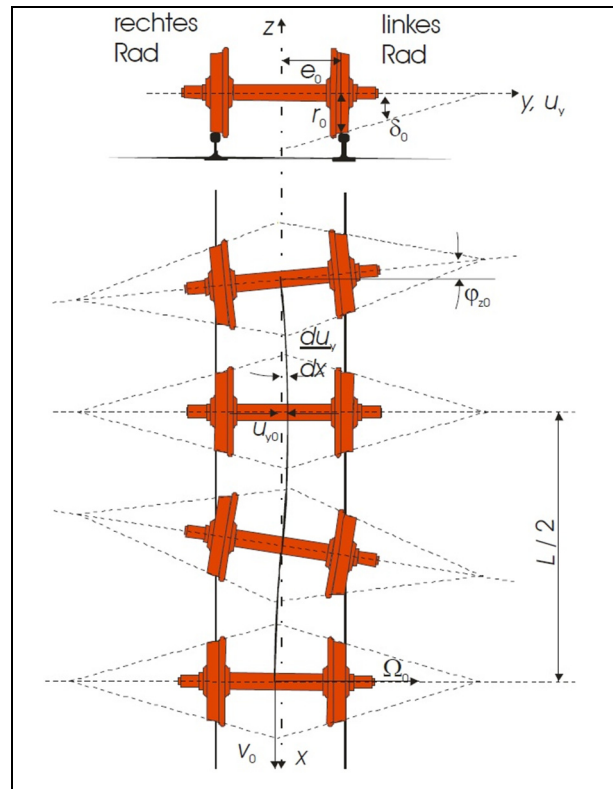


Abb. 10: Sinuslauf eines Radsatzes nach KLINGEL [V5]

Nach KLINGEL lassen sich die Wellenlänge, Kreisfrequenz und die Schwingungsdauer, in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit und der Geometrie, für den Sinuslauf des Radsatzes näherungsweise bestimmen [B5].

$L = 2\pi \sqrt{\frac{e_0 r_0}{\delta_0}}$	$\omega = v \sqrt{\frac{\delta_0}{e_0 r_0}}$
--	--

Gl. 9: Wellenlänge des Sinuslaufes

Gl. 10: Kreisfrequenz des Sinuslaufes

Die KLINGEL-Formel birgt in sich auch Widersprüche, da die Bewegung eines Radsatzes deutlich komplexer ist. Die Bewegung wird durch die Profilgeometrie (Variation der Spurkränzradien sowie Verschleiß), Massenkräfte, Gravitationskräfte, Reibung zwischen Rad und Schiene, Elastizität des Materials sowie die Nichteinbindung von auf das Rad wirkenden Kräften beeinflusst, die Variablen sind jedoch nicht in der KLINGEL-Formel erfasst worden. Die Formel gibt zudem keine Erklärung zu den Schwingungsänderungen nach Kurven- bzw. Bogenfahrten sowie der implizierten Schwingungssteigerung bei der Beschleunigung [V5].

Auf einer geraden Strecke mit konstanter Geschwindigkeit gibt die KLINGEL-Formel einen sehr guten näherungsweisen Verlauf des Radsatzes an und erreicht mit dem minimalen zulässigen Spurspiel die höchstmögliche Frequenz. Der Verlauf des Radsatzes über dem Gleis ist relevant für die Modellierung der Belastung, dementsprechend sind die Formeln 11 und 12 nach KLINGEL für die Modellierung in Kapitel 4.6 anzuwenden.

$u_y(t) = u_{y0} \sin(\omega t)$	$\varphi_z(t) = u_{y0} \frac{\omega}{v} \cos(\omega t)$
----------------------------------	---

Gl. 11: Querverschiebung nach KLINGEL
[V5]

Gl. 12: Verdrehung nach KLINGEL [V5]

3.2.5 Gefällefahrten

Mit der Beschränkung der Längsneigung auf 12,5 ‰ [G2] werden auch die maximal auftretenden Längskräfte bei Gefällefahrten begrenzt. Dabei werden diese Längskräfte wie bei der positiven und negativen Beschleunigung durch den Gleisrost in das Schotterbett getragen. Allerdings sind dies keine wirklichen Zusatzkräfte wie durch Traktion erzeugt, sondern eine Richtungsänderung der vertikalen Belastung, die sich in einen verminderten Anteil an vertikaler Last und einen horizontalen Anteil zerlegen lässt.

3.3 Theoretische Druckverteilung und Lastenübertragung

Neben der Vielzahl an äußeren Belastungseinflüssen auf den Fahrweg ist der Oberbau in unterschiedlichster Weise mit einem Schotteroberbau konzipiert, um die inneren Belastungen in den Untergrund zu leiten. Ohne die FEM wird auf rheologische und empirisch ermittelte Modelle zurückgegriffen, die mit Vereinfachungen, Annahmen und Idealisierung erstellt wurden.

Mitte des 19. Jahrhunderts entwickelte WINKLER die Theorie nach einem unendlichen langen Stab, der elastisch gebettet ist. Die Theorie wurde 1920 von ZIMMERMANN auf die Anwendung im Eisenbahnoberbau projiziert: die Schiene als unendlich langer Stab mit einer elastischen Bettung aus Bodenschichten und Schwellen (s. Abb. 11). Die Testversuche wurden mit einer Radsatzlast von 20 t und auf Normalspurgleisen durchgeführt. Für die Bestimmung der Einsenkung

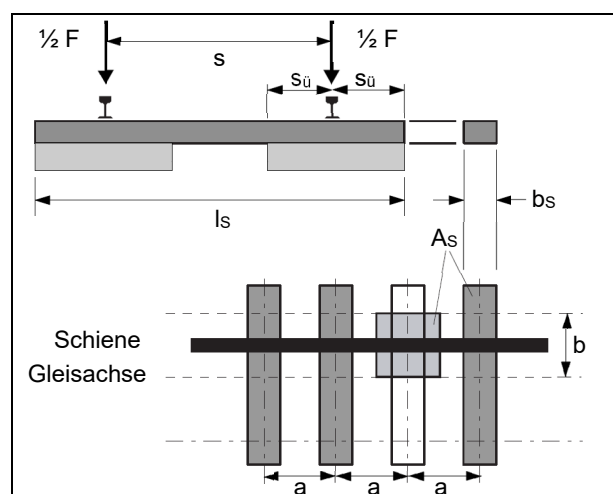


Abb. 11: Flächenumwandlung nach
ZIMMERMANN [V6]

und der Schwellenbelastung wurde eine Schwellenersatzfläche A_S bestimmt. Sie ergibt sich aus der Ersatzbreite und -länge der wirksamen Auflagerfläche und wird in den Gln. 13 und 14 bestimmt. Die Betrachtung erfolgt achsensymmetrisch und wird nur für eine Schiene berechnet, die jedoch repräsentativ für den Oberbau ist.

$b = \frac{A_S}{2a}$	$L = \sqrt[4]{\frac{4 \times E_{Stahl} \times I_{zz}}{b \times c_U}}$
----------------------	---

Gl. 13: Ersatzbreite

Gl. 14: Ersatzlänge

Zur Bestimmung der Ersatzlänge muss eine Annahme über das Bettungsmodul des Unterbaus (vgl. Tab. 2) zuzüglich der Untergrundkonstruktion getroffen werden. Die Annahme kann abgeschätzt, gemessen oder mit einer Rückrechnung als Variable bestimmt werden.

Sehr schlecht	20.000	$p_{mittel} = \frac{0,5 F}{2 \times b \times L}$
Schlecht	50.000	
Gut	125.000	
Sehr gut	> 300.000	

Tab. 2: Bettungsmodul vom Unterbau/Untergrund [V6]

Gl. 15: Mittlere Schotterpressung unter der Ersatzschwelle

Aus der Gl. 15 wird die durchschnittliche bzw. mittlere Schotterpressung bestimmt. Das Maximum der Schotterpressung ist mithilfe einer weiteren Annahme zu ermitteln, dabei wird der Oberbauzustand nach der Tab. 3 abgeschätzt und dessen Geschwindigkeitsfaktor nach der Gl. 16 berechnet. Hier ist durch den Geschwindigkeitsfaktor und den Oberbauzustand der dynamische Anteil enthalten. Es sei erwähnt, dass der Geschwindigkeitsfaktor nach ZIMMERMANN um über 10 % höher ist, als die dynamische Belastung nach der Gl. 6.

Sehr gut	0.1 ϕ	$\phi = 1 + \frac{v_e - 60}{80}$
Gut	0.2 ϕ	
Schlecht	0.3 ϕ	

Tab. 3: Oberbauzustand s^* nach ZIMMERMANN

Gl. 16: Geschwindigkeitsfaktor bei ZIMMERMANN

Die maximale Schotterpressung kann nach der Gl. 17 bestimmt werden und mit dem maximal zulässigen Grenzwert nach der Gl. 18 verglichen werden. Aus der Schotterpressung folgen die Einsinktiefe nach der Gl. 19 und die resultierende Stützkraft S_{max} nach der Gl. 20.

$p_{max} = p_{mittel} \times (1 + 3 \times s^*)$	$p_{max} \leq p_{zul}$
--	------------------------

Gl. 17: Maximale Schotterpressung [B6]

Gl. 18: Grenzwert Schotterpressung [B6]

$y_{max} = \frac{p_{max}}{c_U}$	$S_{max} = b \times a \times p_{max}$
---------------------------------	---------------------------------------

Gl. 19: Maximale Einsinktiefe [B6]

Gl. 20: Maximale Stützkraft [B6]

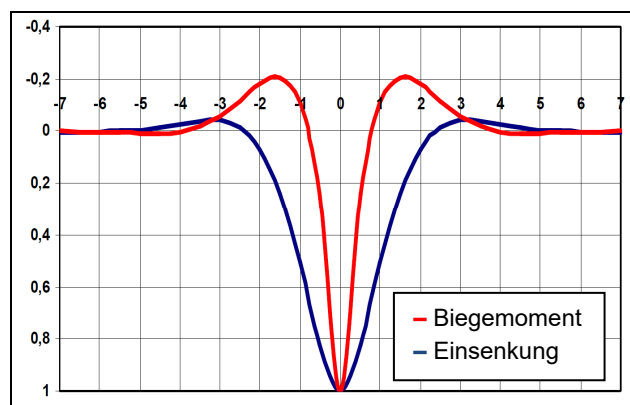


Abb. 12: Einflusslinien nach ZIMMERMANN [S1]

Nach ZIMMERMANN erfolgt beim Überrollvorgang des Gleisrostes durch eine Radsatzlast eine Biegelinie fünfter Ordnung für die Schiene. In Abb. 12 sind die Einflusslinie der Biegelinie und die Einsenkung der Schiene dargestellt. Während am Tiefpunkt der Einsinklinie die maximale Pressung durch den Radsatz erfolgt, ist eine Anhebung der Schiene vor und hinter der Pressung (Wendepunkt 2 und 4) zu sehen. Bei einem kraftschlüssigen Verbund zwischen Schiene und Schwelle erfolgt eine Anhebung der Schwelle. Durch die vertikale Bewegung erfährt die Schiene einen dynamischen Belastungswechsel und der Schotter eine stoßende Kontaktpressung. Dieser Vorgang wiederholt sich für jeden Radsatz. Sind die Radsätze zudem auch noch nahe beieinander, kann es zu Überlagerungen kommen und es entsteht eine Einflusslinie siebter Ordnung.

Die Theorie des Mehrfeldträgers mit diskreter Lagerung als Feder-Dämpfungssystem oder als Halbraum findet bis heute Anwendung [B2]; [V4]; [V7], jedoch wurden weiterführende Modelle entwickelt, um die Genauigkeit zu erhöhen. In Anhang C sind Modelle dargestellt, bei denen es möglich ist, mit Differentialgleichungen die Spannungen im Oberbau zu bestimmen. Es werden sechs verschiedene Modelle abgebildet. Mithilfe der dazugehörigen Differentialgleichung können maximal auftretende Spannungen unter anderem im Schotterbett bestimmt bzw. abgeschätzt werden.

Durch die Lösung von Differentialgleichungen von Fahrwegmodellen, deren Teilsystemen oder durch Ersatzmodelle, wie von ZIMMERMANN, können Spannungen oder Spitzenbelastungen in den Systemkomponenten bzw. Modellen berechnet werden (z.B. Abb. 13). Die Lösungen weichen von den realen Ergebnissen ab, da die Modelle von Vereinfachungen und Annahmen ausgehen und nur Näherungslösungen darstellen. Die Visualisierung der Spannungsverläufe mit einer ganzheitlichen Betrachtung ist derzeit nur mit der FEM möglich.

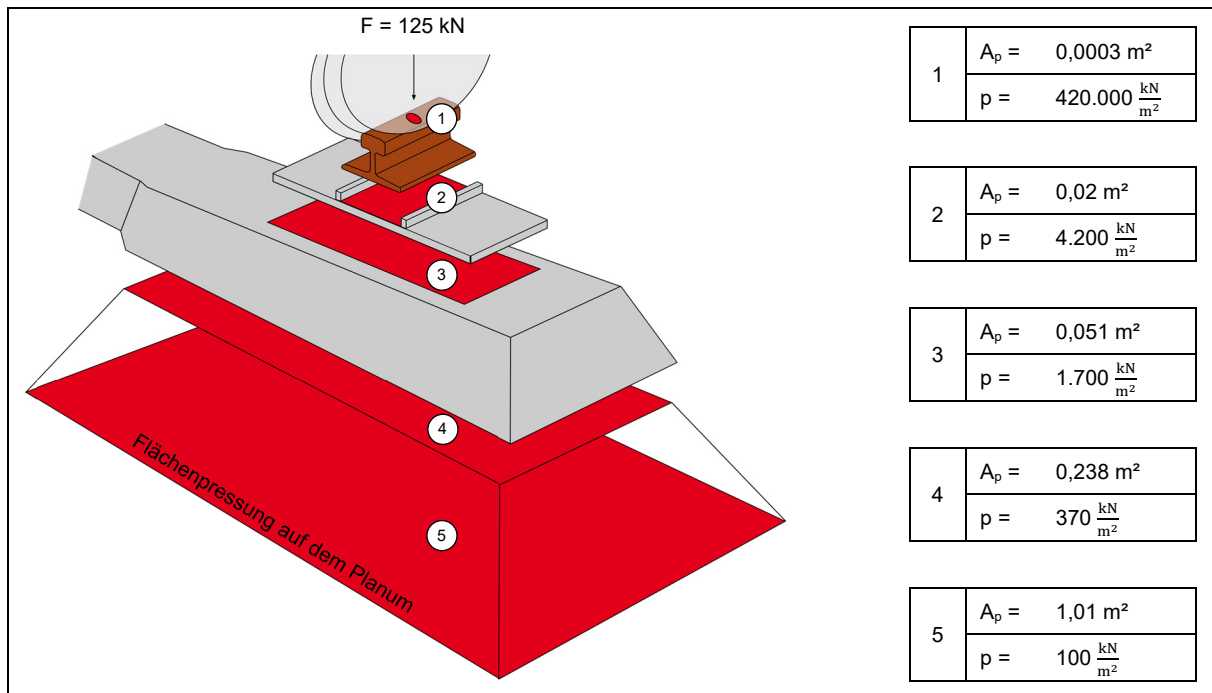


Abb. 13: Druckverteilung der Radkraft über die Systemkomponenten des Gleises [B2]

3.3.1 Kraftübergang vom Rad in die Schiene

Die derzeitige Grundlage der meisten Punkt-, Linien- oder Flächenpressungsberechnungen in der Kontaktmechanik beruhen auf den nach HERTZ entworfenen Gleichungen für Körperkombinationen, die in Kontakt kommen. HERTZ unterscheidet bei den Punktpressungen zwischen den Körperkombinationen aus zwei Kreisen mit den Radien R_1 und R_2 . Sofern R_1 positiv ist, kann R_2 einen positiven Wert haben und es ergibt sich die Kombination aus zwei Kreisen. Bei der Kombination aus zwei Kreisen kann ein Kreisradius positiv oder negativ sein oder einen unendlichen Wert haben. Der zweite Radius muss jedoch zwangsläufig positiv sein. Die daraus folgende Pressung hat nach HERTZ die Form einer halben Ellipse. Der Maximalwert der Pressung befindet sich auf der Kuppe der halben Ellipse.

HERTZ stellt für die allgemein geltenden Gleichungen für den maximalen Kontaktdruck und für die Kontaktbreite die folgenden Prämissen auf [B7]:

- Beide Kontaktpartner bestehen aus isotropem und homogenem Material.
- Die Kontaktpartner sind frei von Eigenspannungen.
- Die Körper sind nur durch Normal-, nicht durch Tangentialkräfte belastet.
- Die Spannungen bleiben im elastischen Bereich; d.h., es treten keine bleibenden Deformationen (Abplattungen) auf.
- Die Kontaktkörper sind in Ruhe.
- Der Kontaktbereich ist trocken und ungeschmiert.

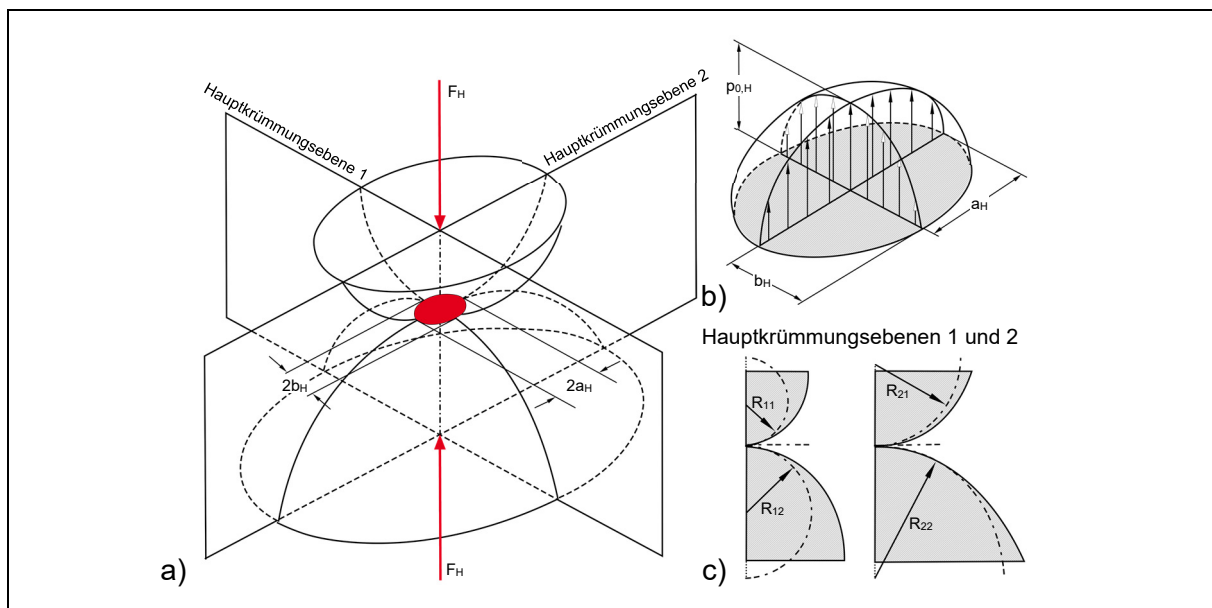


Abb. 14: Berührung zweier allseitig gekrümmter Körper [B7]: a) Räumliche Ansicht, b) Druckverteilung in der ellipsoidalen Kontaktfläche, c) Hauptkrümmungsebenen

Die Flächenpressung ist eine modifizierte Punktpressung. Sie ist in zwei Hauptkrümmungsebenen (s. Abb. 14c) statt in einer Krümmungsebene beschrieben. Die zwei Hauptkrümmungsebenen sind separat betrachtet jeweils eine Punktpressung. Sie können bis zu zwei Radien besitzen. Die Druckverteilung ist ein Ellipsoid (s. Abb. 14b). Die Form des Ellipsoids hängt vom Elastizitätsmodul, von der Querkontraktionszahl und den vier Radien ab.

Sowohl die Radien als auch die Elastizitätsmodule und Querkontraktionszahlen müssen in sogenannte Hilfsgrößen umgewandelt werden, um je einen relativen Krümmungsradius pro Krümmungsebene zu erhalten sowie den modifizierten Elastizitätsmodul, bestehend aus den zwei Elastizitätsmodulen der in Kontakt tretenden homogenen Materialien und deren Querkontraktionszahl.

$E^* = \left(\frac{1 - \nu_1^2}{E_1} + \frac{1 - \nu_2^2}{E_2} \right)^{-1}$	$R_i = \left(\frac{1}{R_{i1}} + \frac{1}{R_{i2}} \right)^{-1}$
---	---

Gl. 21: Modifizierter Elastizitätsmodul [V2]

Gl. 22: Relativer Krümmungsradius [V2]

Mit den zwei relativen Krümmungsradien wird der äquivalente Krümmungsradius bestimmt.

$R_e = \sqrt{R_i R_{i+1}}$

Gl. 23: Äquivalenter Krümmungsradius der Kontaktellipsen [V2]

Es können zusätzliche Korrekturfaktoren für die Vergleichsradien hergeleitet werden, diese sind nach JOHNSEN vereinfacht als 1 anzunehmen [V2]. Mit dem modifizierten Elastizitätsmodul, den äquivalenten und den relativen Krümmungsradien werden die Fläche des Kontaktes, der maximale Kontaktdruck und die Annäherung von Rad und Schiene bestimmt.

$a_H = \left(\frac{3F_H R_e R_i}{4E^* R_{i+1}} \right)^{\frac{2}{3}}$	$b_H = \left(\frac{3F_H R_e R_{i+1}}{4E^* R_i} \right)^{\frac{2}{3}}$
--	--

Gl. 24: Halbe Länge der Kontaktfläche [V2]

Gl. 25: Halbe Breite der Kontaktfläche [V2]

$p_{0,H} = \left(\frac{6F_H E^{*2}}{\pi^3 R_e^2} \right)^{\frac{1}{3}}$	$\Delta d_H = 2 \left(R_{i1} - \sqrt{R_{i1}^2 - b^2} \right)$ Für b = a _H oder b _H
--	--

Gl. 26: Maximaler Kontaktdruck [V2]

Gl. 27: Rad-Schiene-Annäherung [V2]

Die nötigen Eingangsparameter für die Berechnung des Kontaktdruckes, der maximale Kontaktdruck sowie die Abmessungen der Kontaktfläche zwischen einem Schienenprofil 60E2 und einem Radprofil S1002 sind in Anhang D dargelegt.

Bei einer Rollbewegung benötigt das Rad eine Haftung in der Kontaktfläche. Diese Haftung ist nur gegeben, wenn die Bedingung gem. dem COULOMBSchen Reibungsgesetz nach der Gl. 28 erfüllt ist.

$$F_N < F_{D_{yn}} \times \mu$$

Gl. 28: COULOMBsches Reibungsgesetz – Haftbedingung [B5]

Die Haftung hängt demnach von der entstehenden Normalkraft bzw. der Schubspannung in der Kontaktfläche, der Radsatzlast sowie dem Haftbeiwert ab. Der Haftbeiwert wird durch den Einfluss von positiver und negativer Beschleunigung, Geschwindigkeit, Temperatur und Oberflächenbeschaffenheit, wie z.B. Verschmutzung, abgeriebenem Material oder Oxidschichten, bestimmt.

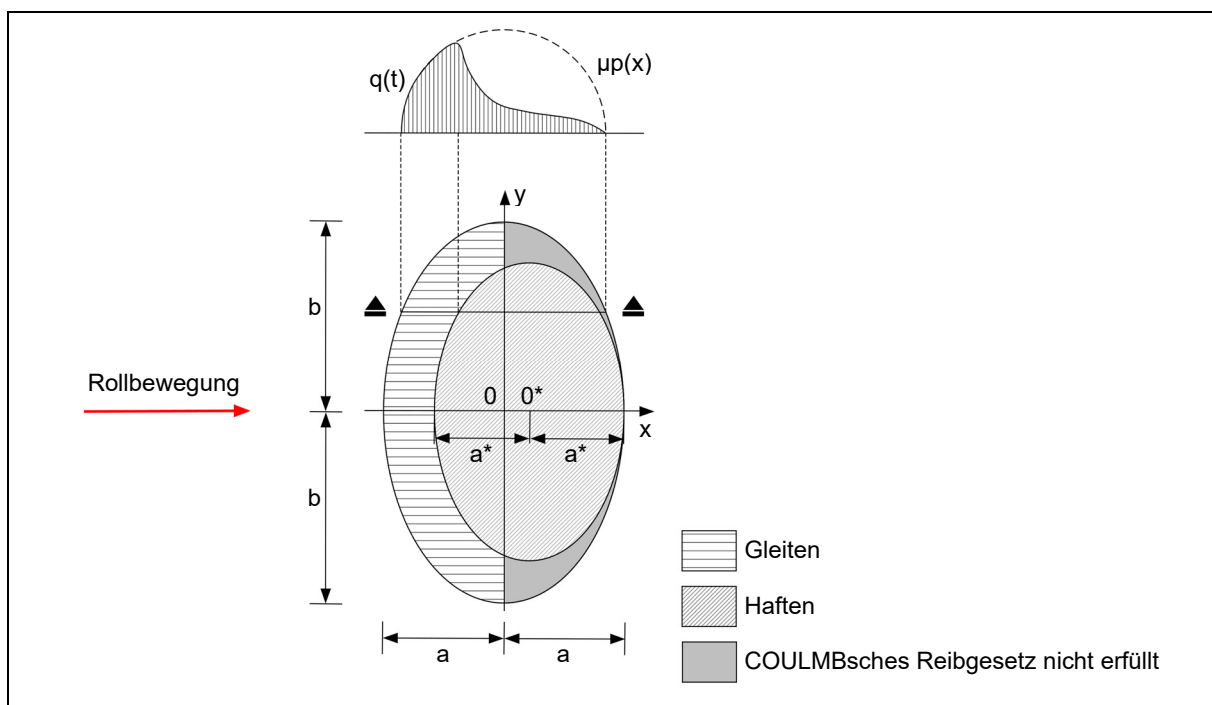


Abb. 15: Haft- und Gleitzone in der idealisierten Kontaktfläche [V2]

Unter der Voraussetzung, dass sich eine ellipsoidale Kontaktfläche bei einem ideal elastischen Kontaktpaar einstellt und der Haftbeiwert konstant bleibt, hat die Pressung in den Hauptkrümmungsrichtungen einen parabolischen Verlauf $p(x)$. Die Schubspannung $q(x)$ ist am einlaufenden Rand nach CARTER null und am auslaufenden Rand kommt es zum Gleiten, weil die Schubspannung größer ist als die Haftbedingung. Die Haftungszone liegt exzentrisch in der Kontaktfläche. In den grau schraffierten Bereichen ist die Haftung nicht gegeben, da sich die Richtung der Schubspannung durch die dreidimensionale Kontaktfläche ändert und das Reibungsgesetz somit nicht mehr erfüllt ist [V2].

Mit dem FEM-Modell von DAMME [V2] wurde berechnet, dass sich die geometrische Form und Größe von den Berechnungen von HERTZ unterscheiden. Die Kontaktdrücke von HERTZ sind zum Teil überschätzt oder finden keine Anwendung [B2]; [V2].

Eine Voraussetzung für die Anwendung nach HERTZ ist, dass die Körper in Ruhe sind. Mit dem Einfluss der Geschwindigkeit sind Laufstabilitätsanalysen durchgeführt worden. Aus der Abb. 16 ist der Vergleich zwischen der Laufstabilität von idealen und realen Gleisen verdeutlicht und die nicht konstante Kontaktzone erkennbar – Spin um die senkrechte Achse zur Kontaktfläche.

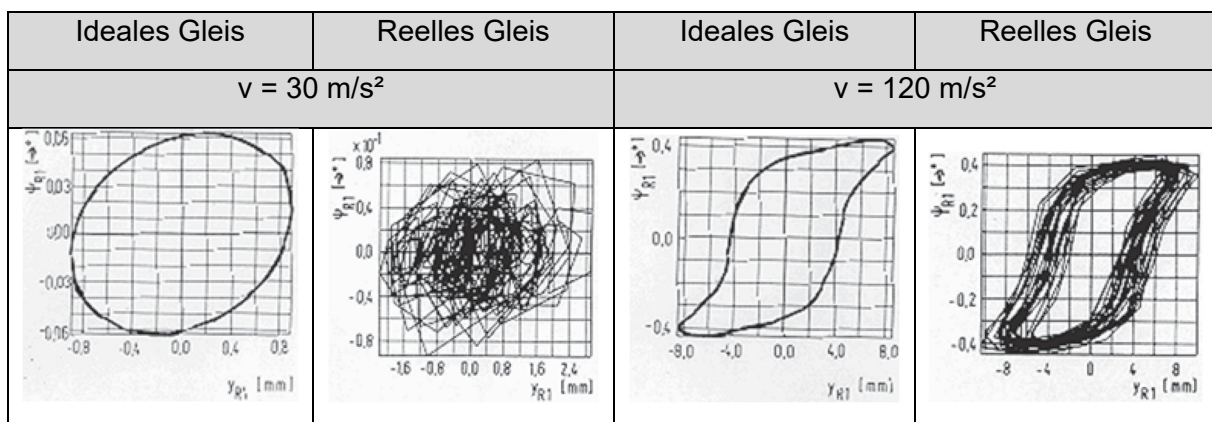


Abb. 16: Laufstabilität auf idealem und reellem Gleis [B4]

3.3.2 Spannungsfluss von der Schiene in die Schwelle

Mittels Schienenbefestigung und Zwischenlagen wird eine kraftschlüssige Verbindung zwischen der Schiene und der Schwelle realisiert. Die Anforderungen an die Schienenbefestigungen sind die Sicherstellung einer Klemmkraft bzw. Schienendurchschubkraft und des Verdrehwiderstandes der Schiene sowie die Dämpfung von Stoßlasten und die Beständigkeit gegen Dauerbelastung. Die Anforderungen sollen die Spurweite gewährleisten und die einwirkenden Kräfte von der Schiene in die Schwelle einleiten. Es treten dabei vertikale, horizontale in Quer- und Längsrichtung der Fahrtrichtung sowie Torsionskräfte in vertikaler Richtung auf (vgl. Abb. 17).

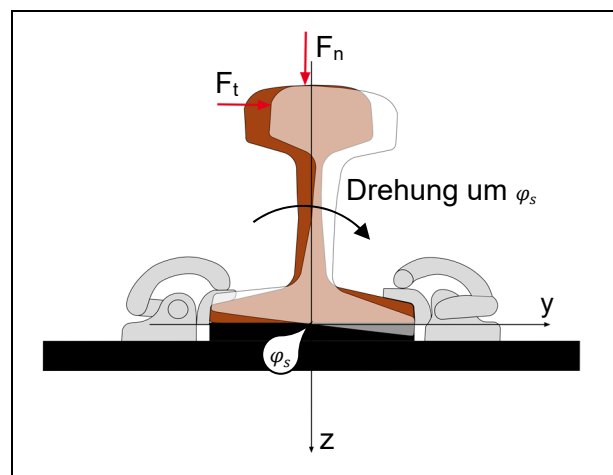


Abb. 17: Beanspruchung von Schienenbefestigungen und den Zwischenlagen [B2]

Beim Abhebevorgang der Schwelle (vgl. Kapitel 3.3) muss die Schienenbefestigung auf Zug die Schiene mit der Schwelle zusammenhalten. Das Gesamtgewicht der Schwelle lastet dabei auf den Befestigungsklammern bzw. Schraubendübeln [B2].

In Abb. 18 wird schematisch die Spannungsverteilung im Schienenquerschnitt infolge des Überrollvorganges dargestellt. Die kombinierte Biegespannung resultiert aus der Biegespannung und der Störspannung [B2]. Zusätzliche Druck- oder Zug-Spannungen werden durch die Temperatur der Schiene erzeugt.

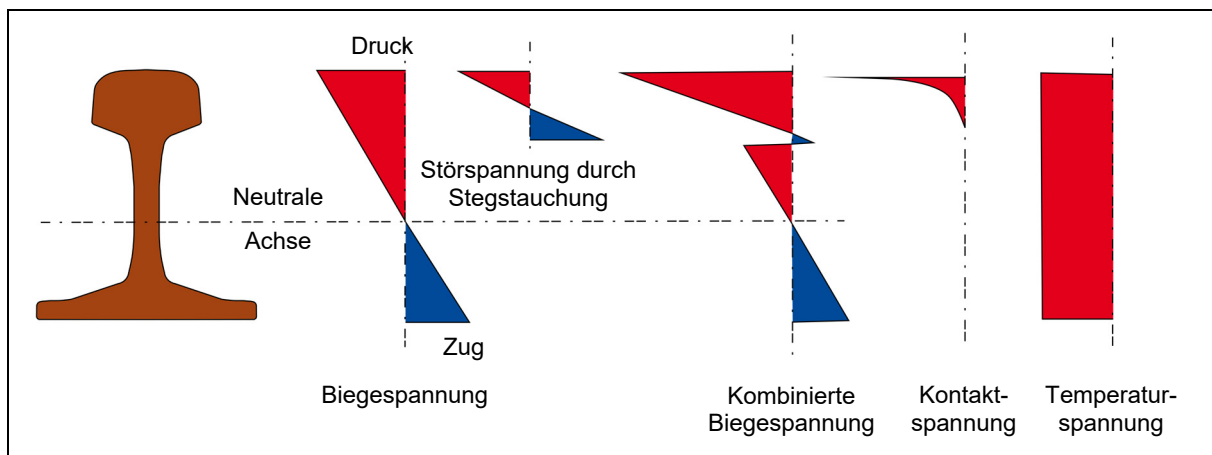


Abb. 18: Last- und temperaturbedingte Spannungen in der Schiene [B2]

Aus der vorhandenen Biegelinie nach ZIMMERMANN ist zu entnehmen, dass die Schiene kurzzeitig eine Biegung in die entgegengesetzte Richtung erfährt. Der Lastwechsel und die Größe der Biegespannung bzw. Verformung bestimmen die mögliche Nutzungszeit.

Es wirken äquivalente Kräfte auf die Zwischenlagen, wie bei den Schienenbefestigungen. Die Zwischenlagen müssen ausreichend steif sein, um die Stabilität des Gleisrostes zu gewährleisten, aber elastisch, um Schwingungen zu entkoppeln und eine verbesserte Lastverteilung auf den Schwellenauflagerflächen auszuüben. Die Zwischenlagen werden quasi-statischen und dynamischen Lasten im nieder- bis hochfrequenten Bereich ausgesetzt. Die Zwischenlagen reagieren auf quasistatische und niederfrequente Belastungen bis 10 Hz in einer bananenähnlichen Hyste-

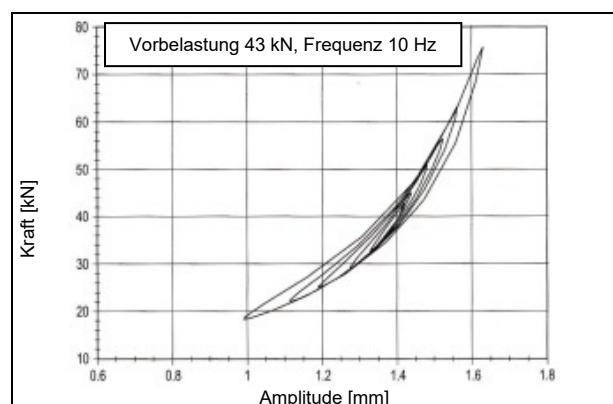


Abb. 19: Bananenähnliche Hystereschleife bei Zwischenlagen Zw 700 [B8]

reseschleife (vgl. Abb. 19) und nahezu gleichem Verlauf der Kraft-Amplitudenlänge [B8]. Die Wiederbelastung erfolgt, bevor sich die Zwischenlage wieder vollständig in der Ursprungsform befindet. Die Zwischenlagen haben bei einer zu schnellen Wiederbelastung eine geringere Dämpfungswirkung.

Durch Schienenvibrationen werden geringe dynamische Belastungen erzeugt. Die hochfrequenten Belastungen können durch die Zwischenlagen gut entkoppelt werden und es entsteht keine bananenähnliche Hystereseschleife, sondern eine elliptische Schleife [B8].

3.3.3 Spannungsfluss von der Schwelle durch das Schotterbett

Die eingeleiteten Vertikal-, Quer- und Längskräfte in die Schwellenaufleger werden durch die Schwelle in das Schotterbett getragen. An den Schwellenseiten ist der Kontakt mit dem Schotter direkt und ungedämpft (vgl. weiterführende Betrachtung unter Kap. 5.2). Hingegen kann an der Schwellenunterseite eine elastische Sohle die Kontaktzone zwischen der Schwelle und dem Schotterbett optimieren.

Die Schwelle verformt sich in Abhängigkeit von der Steifigkeit des Untergrundes (s. Abb. 20). Untergründe wie Fels (U1) sorgen für eine geringere Durchbiegung des Schwellenmittelteils als minderwertigere Untergründe (U4). Die Einsinktiefe der Schiene richtet sich unter anderem nach der Verformung der Schwelle, aber auch die Spannungsverläufe im Schotterbett sind abhängig vom Untergrund [B2]. Es kommt das Gesamtkonzept der Oberbau- und Unterbaukonstruktion wie auch der Untergrundbeschaffenheit zum Tragen, das die Verformung und die Schwingungen des Fahrweges bestimmt und damit auch den Spannungsverlauf.

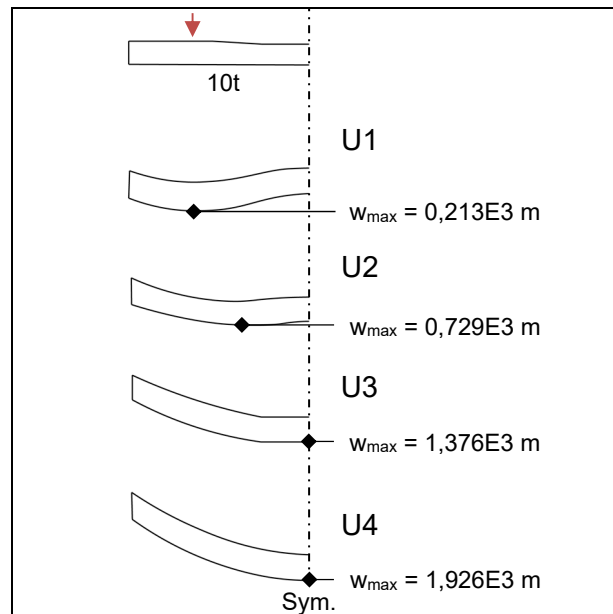


Abb. 20: Schwellendurchbiegung – 20-t-Achse [B2]

Elastische Schwellensohlen unterstützen die Lasteinwirkung von der Schwelle in das Schotterbett, sorgen für eine verbesserte Lastverteilung und dämpfen niederfrequente Schwingungen. Die verbesserte Lastverteilung basiert auf der Berührungsfläche, die durch leichte Einbettung bzw. Umhüllung der Schotterkörner eine geringere Kontaktspannung ergibt [O7].

Grundsätzlich werden die erzeugten Spannungen aus dynamischen Belastungen nach der Theorie der Wellenausbreitung im elastischen Halbraum (vgl. Abb. 21) an der Kontaktzone der Schwellensohle in den Untergrund geleitet. Die niederfrequenten Bodenwellen mit 67 % der Schwingungsenergie sind am schädlichsten für den Untergrund, gefolgt von der Scher- mit 26 % und der Kompressionswelle mit 7 % [O8].

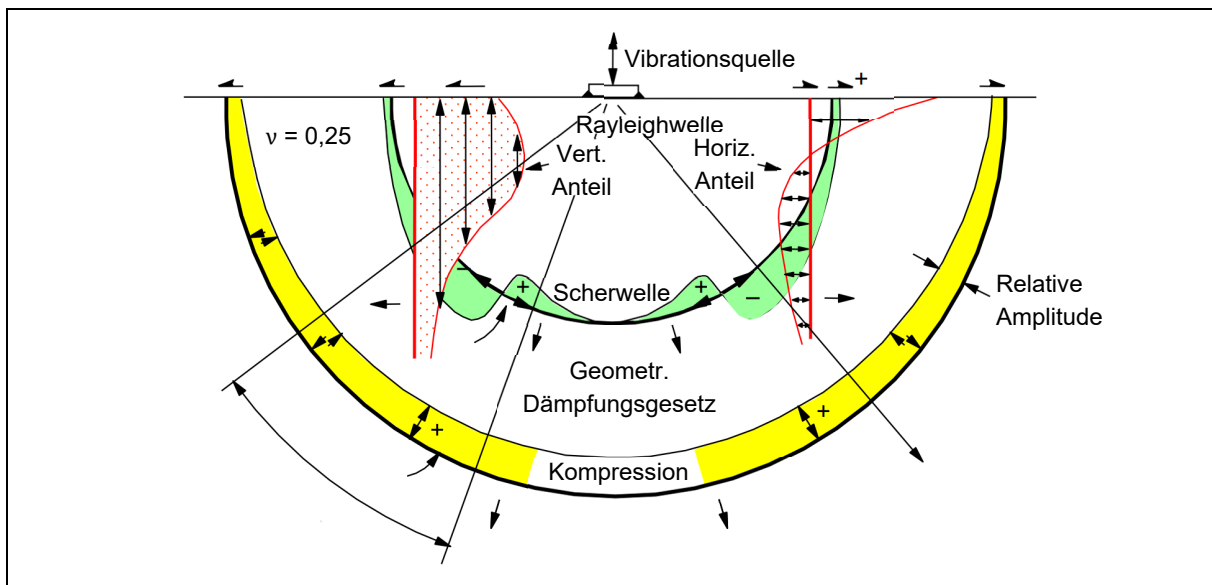


Abb. 21: Wellenausbreitung im elastischen Halbraum [B2]; [O8]

Die Wellenausbreitung ist abhängig von der Konstitution der Bodenschichten. Dazu zählen die Lagerung und die Kornzusammensetzung des Korngerüsts sowie Inhomogenität wie Hohllagerungen, Wassergehalt oder Verschmutzungen. In der Abb. 22 ist die Schwellenauslenkung bei unterschiedlichen Kornformen und Elastizitäten an der Schwellensohle dargestellt. Die Referenzsteinform ist das derzeit verwendete Schotterkorn. Die abgeplatteten Steinformen weisen ein sehr unregelmäßiges Setzungsverhalten auf und die Abklingzeit ist länger als beim Rund- und beim Referenzkorn. Die runde Kornform zeigt eine schnellere Abklingzeit und Setzungsauslenkung im Vergleich zum Referenzkorn, jedoch damit einhergehend eine geringere Stabilität des Schotterbettes (geringerer Dämpfungsanteil der Bettung). Die Randbedingungsversuche mit veränderten Elastizitäten, die um den Faktor 20 variieren, veranschaulichen die geringere Auswirkung der Schwellenauslenkung im Gegensatz zur Kornform sowie den irreversiblen plastischen Anteil, der bedeutet, dass die Schwelle nach jedem Lastzyklus nicht in ihre Ursprungslage zurückkehrt [V4].

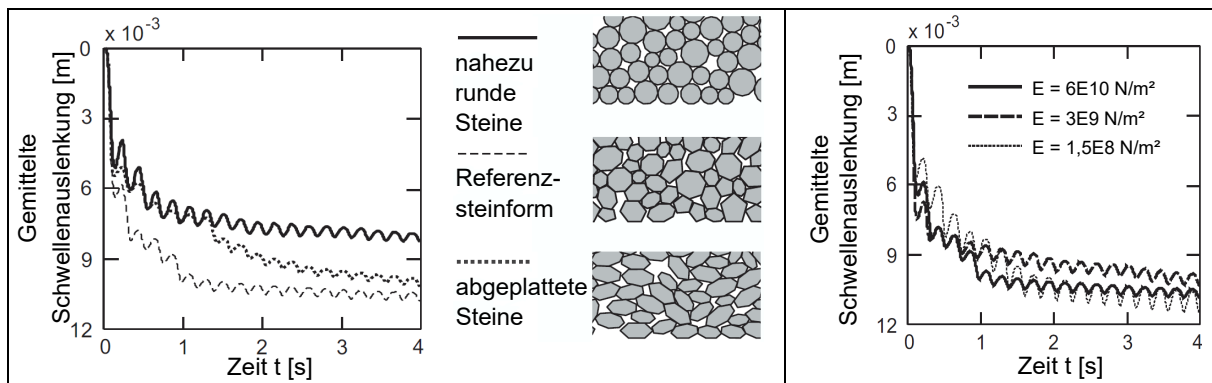


Abb. 22: Schwellenauslenkung bei unterschiedlicher Schottersteingeometrie [V4]

Ein irreversibler plastischer Anteil entsteht auch im Langzeitverhalten des Fahrweges durch viele Achsübergänge. Einzelne Achsübergänge stellen eine elastische Verformung der Bodenschichten ein, aber über die Zeit akkumulieren sie sich zu plastischen Verformungen [B18].

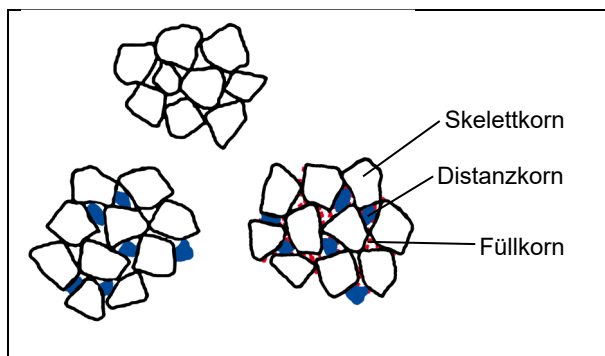


Abb. 23: Schotterverschmutzung und Absplitterungen [B2]

Über den Nutzungszeitraum entsteht auch eine Veränderung des Korngerüsts. Die Schotterkörner splintern ab, verschieben sich im Korngerüst und werden rund (vgl. Anhang E). Eine Absplitterung wird hervorgerufen, sobald die Grenzkontaktspannung zweier aneinanderliegender Schotterkörner überschritten wird. Die Absplitterung bzw. der Bruch eines Kornes bei der Überschreitung der Grenztragfähigkeit führt zu unterschiedlichen zusätzlichen Korngrößen, die im Regelfall kleiner sind als die vorgeschriebene Lieferkornung [N1].

Der Schotter erhält in den beanspruchten Regionen sogenannte Distanzkörner sowie Feinanteile (vgl. Abb. 23), die das Korngerüst verändern und zu einer Verschlechterung der Lastabtragung beitragen. Feinanteile können auch durch Witterungseinflüsse in das Schotterbett gelangen oder sie entstehen über den Abrieb der verzahnten Kontaktflächen zwischen den Körnern. Der Abrieb hängt von der Belastungsstärke und der Schwingungsanregung ab. Die Absplitterung, der Abrieb und die Verschmutzung des Schotters führen zu einer Erhöhung der inhomogenen Lastabtragung durch das Schotterbett. Die Lastabtragung kann dabei eine Streuung von 10 bis 30 % aufweisen. [F2]

Die Besohlungseigenschaften von Schwellen wie auch der Schotter(korn)zustand bestimmen die Eigenschaften der Lastabtragung. Für die Bestimmung des Lastausbreitungswinkels in Längsrichtung wurde in einem Laborversuch auf einer Schwelle im Schotterbett eine Last von 100 kN aufgetragen. Die quasi-statische Belastung wurde in 10-kN-Schritten erhöht. Es wurde

dabei auf ein 90-%-Quantil (vgl. Anhang F) zurückgegriffen, das mit Druckplatten (Dehnungsmessstreifen) gemessen wurde.

Beim Laborversuch zur Druckausbreitung von belasteten Eisenbahnschwellen im nicht verschmutzten [F3] und im verschmutzten Gleisschotter [F4] wurde herausgestellt, dass die Messungen des Lastausbreitungswinkels mit sinkender Schotterdicke unter der Schwellensohle stärker streuen. Bei nicht verschmutztem Gleisschotter lag der Lastausbreitungswinkel durchschnittlich bei 20° in einem Schotterbett mit der Dicke 0,22 bis 0,32 m. Bei verschmutztem Gleisschotter mit 0,22 m Schotterdicke lag der Lastausbreitungswinkel im Durchschnitt bei 17° und bei einer Schotterdicke von 0,32 m bei 20° . 32 Massenprozent des verschmutzten Gleisschotters lagen unter der Korngröße 22,4 mm. Aus den Labormessungen wurde zudem ersichtlich, dass mit sinkender Steifigkeit bzw. Dicke der Schotterschicht auch der Lastabtragungswinkel im Durchschnitt steigt, damit auch die Schieneneinsinktiefe und die Höhe der Amplitude von Schwingungen. Der Lastabtragungswinkel zeigte keinen nennenswerten Unterschied zwischen den Steinsorten Granit und Basalt.

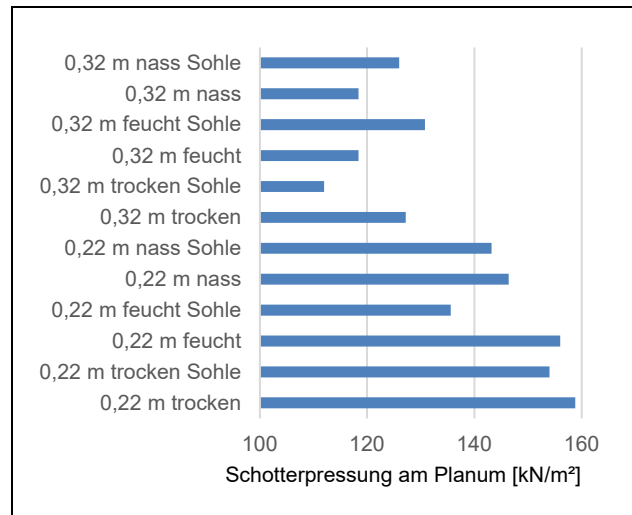


Abb. 24: Mittlere Schotterpressung entlang der Schwellenachse auf Planumsniveau bei quasi-statischer Belastung von 100 kN (Radlast) [F4]

Beim Laborversuch mit dem verschmutzten Gleisschotter wiesen trockene Schottermassen eine höhere mittlere Schotterpressung auf (s. Abb. 24). Allerdings zeigten die Druckplatten, die weiter von der Schwellenachse entfernt waren, auf dem Planum höhere Messwerte bei einer Schotterbettdicke von 0,22 m. Die Ursache ist die diskontinuierliche Lastabtragung, die durch neu entstehende zufällige Abtragungspfade durch das Schotterbett entsteht. Die reduzierte Schotterbettdicke von 0,32 auf 0,22 m wies eine Erhöhung der Schotterbettpressung um 20 % auf. [F4]

Die Nutzungsdauer von Schotter hängt demnach von der Abnutzung, Feuchtigkeit, vom Frost –von Eislinsen [B18], Verschmutzung (Grad der Kornlinienverteilung) und gegebenenfalls von Gleislagefehlern ab. In der Abb. 25 ist ein bestimmender Gleislagefehler unter der Schwellensohle abgebildet. Die Hohllagen entstehen durch Faktoren wie Lastspielzahl, maximale Auflast, Elastizität

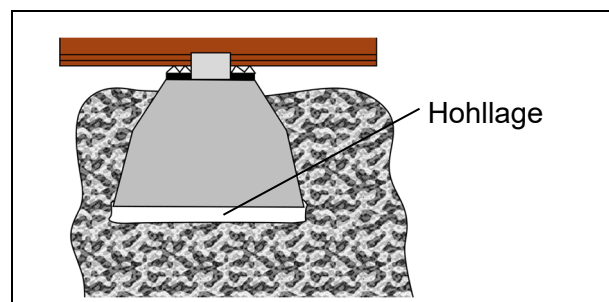


Abb. 25: Hohllagen auf Schottergleisen [V8]

der Schwellenunterlage, Beschleunigungsniveau, Grad der zwischenzeitlichen Entlastung und Verschmutzung. Die Setzungsgleichung von FRÖHLING für eine Schottersetzungsprognose und die Hohlagenentwicklung wurde durch HOLTZENDORFF modifiziert. Die Setzungsgleichung (s. Gl. 29) bestimmt die individuelle Setzung unter einer Schwelle (i). Die Gleichung hängt von den Lastzyklen (N), einer vorgegebenen Hohlage (z_{i0}), der äquivalenten Vertikalspannung des Schotters (I_σ) sowie von einem Faktor für die Dynamik (I_{Dyn}), vom Entlastungsgrad (I_{Entl}), von der Verschmutzung (I_{Deg}) und Untergrundsteifigkeit (I_{ESub}) ab [V8].

$$z_{iN} = z_{i0} + [I_\sigma \times I_{Dyn} \times I_{Entl} \times I_{Deg} \times I_{ESub}] \times \log(N_0 + N)$$

Gl. 29: Setzungsgleichung für eine individuelle Schwelle [V8]

Neben den möglichen Einflussfaktoren auf den Spannungsfluss im Schotterbett kann es auch zu späten Kraftüberlagerungen durch den Einfluss von Drehgestellen kommen. Drehgestelle sorgen für eine breitflächigere Aufstellfläche des spurgebundenen Fahrzeuges auf dem Gleisrost, sodass bei zwei Drehgestellen mit je drei Radsätzen auch die dreifache Gesamtlast transportiert werden kann – wie mit einem spurgebundenen Fahrzeug mit zwei gefederten Radsätzen. Die zulässige maximale Radsatzlast wird nicht überschritten. Der minimale Radsatzabstand bei Drehgestellen ist gemäß dem UIC-Kodex 1,8 m bis 2,0 m [N2]. Bei einer Unterschreitung des zulässigen Radsatzabstandes kommt es zu einer Erhöhung der Belastung an den Lasteinleitungsflächen und dadurch zu einem gesteigerten Verschleiß des Materials. In der Abb. 26 wird die Überlagerung von Kräften auf das Planum schematisch dargestellt.

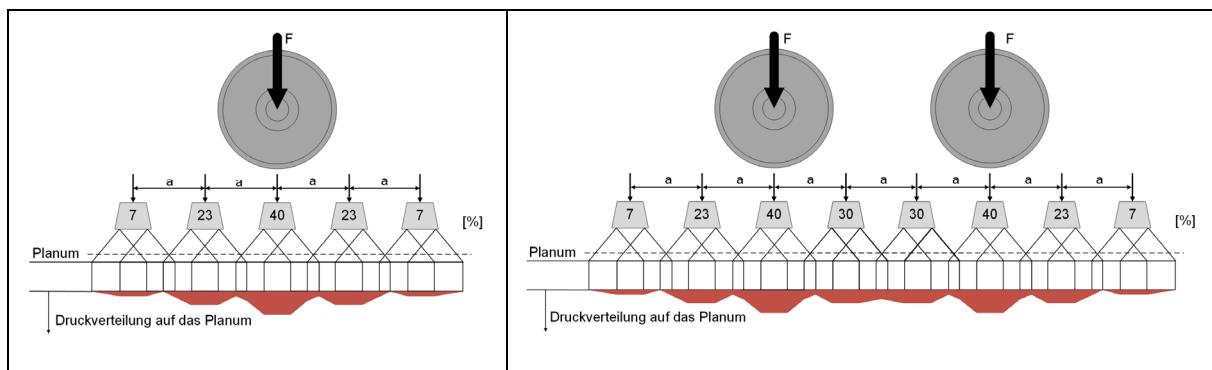


Abb. 26: Schematische Druckverteilung auf dem Planum bei einer und zwei Radachsen [B2]; [F2]

Die Überlagerungen der Kräfte aus den Drehgestellen sind anhand eines Beispiels von gemessenen Bodendruckwerten in der Abb. 27 verdeutlicht. Des Weiteren sind die Belastungen in nieder- und hochfrequent eingeteilt. Es ist ersichtlich, welche Intensitätsunterschiede aus

den Frequenzunterschieden hervorgehen. Wie in Kapitel 2.1 angedeutet, sind die niederfrequenten Belastungen die schädlichsten für den Schotteroberbau, da die hochfrequenten im Wesentlichen durch die Zwischenlagen amortisiert werden.

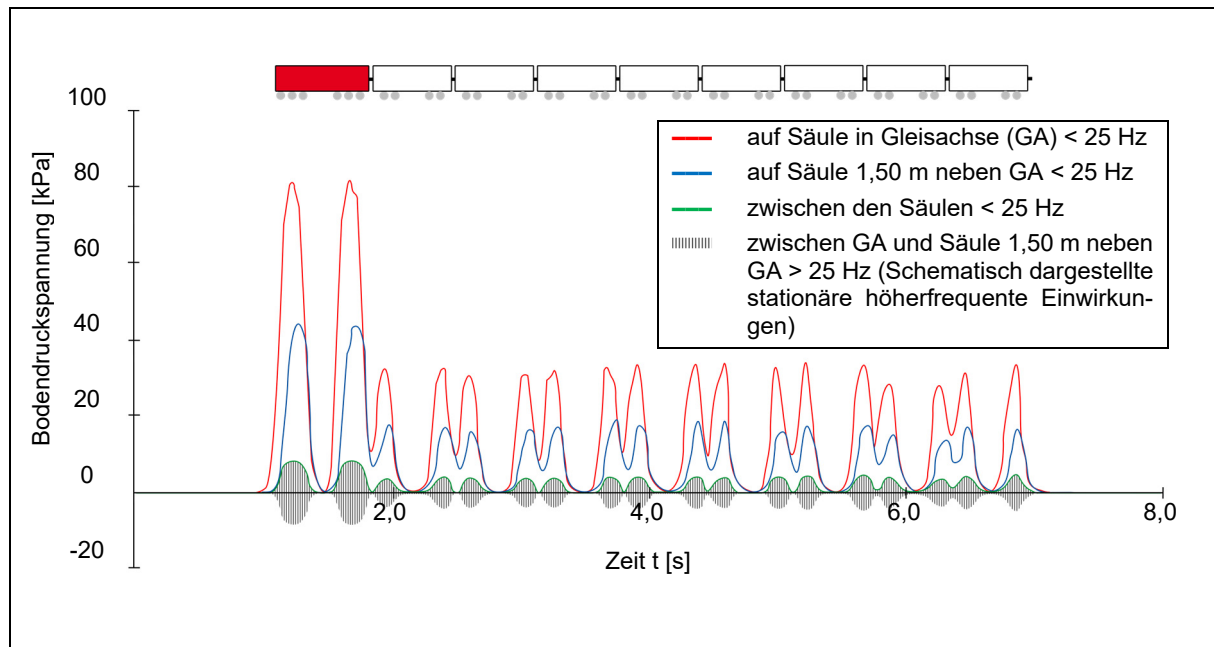


Abb. 27: Gemessene Bodendruckspannungen aus niederfrequenten Einwirkungen (durchgezogene Linien) und höherfrequenten Einwirkungen (Schraffur) infolge Güterzugüberfahrt mit ca. 27,2 m/s (~ 100 km/h) [B18]

3.4 Fazit

Die statische Radsatzlast und die zusätzlichen dynamischen Belastungen, die aus der Geschwindigkeit resultieren, werden mit der empirisch ermittelten Gl. 6 dargestellt. Darüber hinaus kann eine Radsatzlast auf den Oberbau angesetzt werden, da die jeweiligen Radsätze sich nicht in der auswirkenden maximalen Belastung auf den Oberbau auswirken. Die Geschwindigkeit des Radsatzes bestimmt die zusätzliche dynamische Belastung auf den Schienenköpfen.

Neben dem direkten Einfluss der Belastung durch den Radsatz erfolgt auch ein äußerer Belastungseinfluss auf den Oberbau. Der äußere Einfluss geht aus der Temperatur hervor, die abhängig vom Sonneneinfluss, aber auch von natürlicher und mechanisch erzeugter Luftzirkulation ist.

Die Lastabtragung des Oberbaus wird aber besonders durch dessen konstruktiven Aufbau bestimmt. Positive und negative Gefälle, Klothoiden- und Kurvenfahrten verändern die einwirkenden Belastungen. Die Geometrie und die Materialparameter (z.B. der Elastizitätsmodul) der Oberbaubestandteile beeinflussen zusammen mit der Oberbauweise (vgl. Abb. 1) maßgeblich die Lastabtragung durch den Oberbau.

Erschwerend für die Betrachtung der Lastabtragung und der anzusetzenden Belastung sind der Einfluss aus nicht ideal homogenen Materialien und über die Zeit entstehende Änderungen durch Schienenfurchen, Risse, Rad- und Schienenunrundheiten, Setzungen bzw. Hohllagen und Veränderungen im Korngerüst.

Die jeweiligen Einflüsse bedingen eine realistische Betrachtung der Lastabtragung. Generell ist jedoch von einem idealisierten Fall auszugehen und von diesem Fall kann die Relevanz der Einflussfaktoren auf den Oberbau ermittelt werden.

4 Theorie und Modellierung des Fahrweges

Eine Fahrwegmodellierung verbindet die Forschungsfelder im Bereich des Verkehrswesens für spurgebundene Systeme mit dem konstruktiven Ingenieurwesen, wie der (Boden-)Mechanik, Informatik (Hardware als auch Software) und der Statik. Diese Verbindung ist essenziell für eine Gesamtbetrachtung von eingehender Belastung und der Reaktion des Fahrweges über den Nutzungszeitraum. Während der Forschung und Entwicklung durch die Eisenbahningenieure wurde jedes Konstruktionselement im Fahrweg modifiziert und erweitert, um den Fahrweg sicherer, effizienter und wirtschaftlicher zu gestalten. Bei einer ganzheitlichen Betrachtung sollen die Synergieeffekte der Konstruktionselemente in Verbindung mit den Spannungsverläufen im Fahrweg erfasst werden.

In diesem Kapitel wird ein Fahrweg für spurgebundene Systeme mit der Fokussierung auf den Oberbau und mit der FEM modelliert. Die FEM wurde in den 60er Jahren durch ARGYRIS von der Universität in Stuttgart und London sowie zeitgleich die Theorie der FEM von CLOUGH von der Universität Berkeley aufgestellt. Die Methode untergliedert ein Gesamtmodell in mehrere Elemente auf. Die Kräfte, wie zum Beispiel Zug und Druck, können in den Elementen schrittweise von einem definierten Anfangspunkt näherungsweise berechnet werden. Das Ergebnis der Berechnung ist jedoch immer eine Näherungslösung mit einer Fehlergröße. Die Näherungslösung kann mit kleineren und mehreren Elementen verbessert werden [O9].

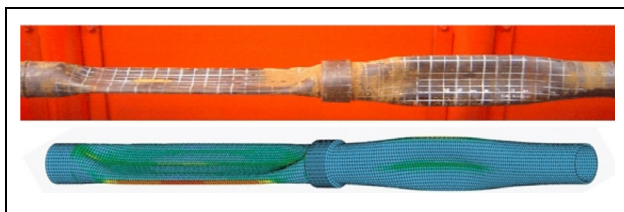


Abb. 28: Anwendung der FEM bei einem Rohr [O10]

Derzeit gibt es über 70 verschiedene FEM-Softwarearten, die die Methode der finiten Elemente nutzen. Die meist genutzten Softwares sind ADINA, ANSYS, NASTRAN (NX und MSC), ALTAIR, ABAQUS sowie ESI und LSTC [O9]. Die FEM-Software ADINA wird für die Modellierung verwendet, aufgrund der zugehörigen Literatur zur mathematischen Bestimmung der finiten Ele-

mente. ADINA steht für „Automatische dynamische inkrementelle nichtlineare Analyse“ (Akronym wurde vom Englischen ins Deutsche übersetzt). Die Software bietet den Vorteil, dass Herausforderungen in der Statik, Elektromagnetik, Hitzetransferanalyse und Strömungsmechanik

behandelt sowie die zu analysierenden Körper bzw. Strukturen aus CAD-Dateien implementiert werden können.

4.1 Einheitensystem und Geometrie

In ADINA werden keine festgelegten Einheiten verwendet, das heißt, dass jeder numerische Eingabewert in das Einheitenkonzept passen muss. Das Einheitenkonzept basiert beim Fahrwegmodell auf dem Internationalen Einheitensystem (SI). Auf die in der Tab. 4 aufgeführten kohärenten SI-Einheiten wird in den nachfolgenden Kapiteln Bezug genommen, um jederzeit die Vergleichbarkeit von Ergebnissen gewährleisten zu können. Eine Ausnahme bildet die Abriebfestigkeit, die als fest zugewiesene Einheit gesetzt ist. Die Abriebfestigkeit wird in $\text{cm}^3/50 \text{ cm}^2$ angegeben.

Maß	Maßeinheit	Abk. Maßeinheit
Länge	Meter	m^{*1}
Kraft	Newton	N^{*1}
Zeit	Sekunde	s
Masse	Kilogramm	kg^{*1}
Druck/E-Modul	Pascal	$\text{Pa} \triangleq \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \triangleq \frac{\text{kg}}{\text{m} \times \text{s}^2}$
Dichte	Kilogramm pro Kubikmeter	$\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Temperatur	Grad Celsius	$^{\circ} \text{C}$
Winkel	Bogenmaß	rad
Frequenz	Hertz	Hz
^{*1} Ggf. Abweichungen im Fließtext zur besseren Lesbarkeit (mm, kN und t)		

Tab. 4: Verwendete kohärente SI-Einheiten

Die Geometrie setzt sich aus Punkten und Kanten zusammen, die eine Fläche als zweidimensionales Element definieren. Ein dreidimensionales Element wird aus mehreren Oberflächen zu einem Körper zusammengesetzt. Die komplexen geometrischen Strukturen lassen sich mit einer CAD-Software deutlich zielorientierter anfertigen als mit einer FEM-Software, wie ADINA. Die Strukturen der Geometrie sind einfacher in der Handhabung zu zeichnen. CAD-Software besitzt Funktionen, die in der FEM-Software nicht vorhanden oder deutlich zeitaufwendiger sind, um komplexe Strukturen zu verändern. Die Bemaßung von zum Beispiel den Schienenköpfen, den Schwellen, dem Elastomer-Lager und auch die Ausmaße der Böden können ohne großen Aufwand verändert und erneut mit dem Tool-ADINA-M importiert werden. Kommt es zu Veränderungen der Struktur, weil neue Elemente oder Flächen hinzugefügt werden, dann

kann sich die Benennung der Geometrie ändern und bereits definierte Eingaben in ADINA-AUI verändern sich so, dass eine Korrektur des Modells notwendig ist. Die Korrektur kann jedoch leicht in den sogenannten „Batch“ Dateien vorgenommen werden.

Für die Anfertigung der CAD-Zeichnungen wird die Software AutoCAD 2015/16 von Autodesk benutzt. Das AutoCAD-Dateiformat *.dwg kann durch Inventor 2015/16, das ebenfalls zur Programmfamilie von Autodesk gehört, in eine Parasolid-Modell-Datei (*.x_t) oder Parasolid-Modell-Binar-Datei (*.x_b) umgewandelt werden. Das Tool ADINA-M kann *.x_t- oder *.x_b-Dateien bis zur Version 19 in ADINA-AUI importieren.

In AutoCAD wurde das globale Koordinatensystem gemäß den Koordinatenkreuzrichtungen aus DIN EN 13848 [N3] gesetzt. Die X-Achse wird in Fahrtrichtung dargestellt. Die Y-Achse wird parallel und die Z-Achse rechtwinklig zur Lafoberfläche gerichtet. Die Definition ist äquivalent zum Koordinatensystem in ADINA-AUI.

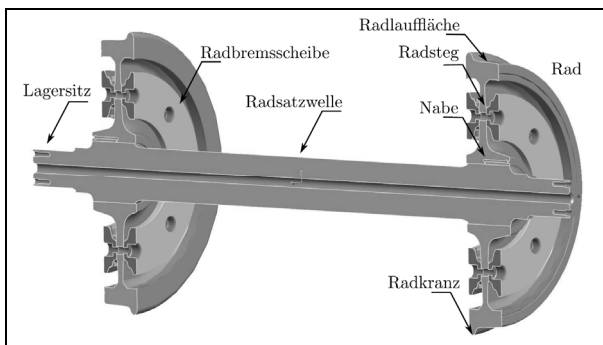


Abb. 29: Definition Radsatz [V1]

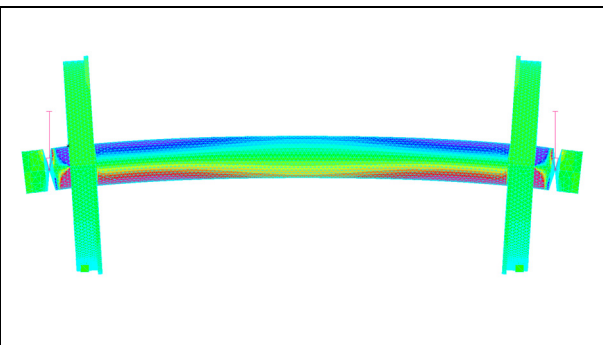


Abb. 30: Übertrieben dargestellte Formveränderung einer Radsatzwelle

Für die Erstellung der geometrischen Struktur des Fahrweges und der Belastung durch einen Radsatz muss ein Regelquerschnitt des Fahrweges und des Radsatzprofils gewählt werden, um diese mit der FEM bewerten zu können. Der Radsatz, der in seinen Bestandteilen in der Abb. 29 beschrieben ist, und das Radprofil sind in der DIN 13715 [N1] definiert. Die DIN führt das Profil 1/40, Profil S1002 und Profil EPS, wovon das Profil S1002 fast ausschließlich in der Bahn verwendet wird [V9]. Das Radprofil muss für die Modellierung maßgeblich an der Radlauffläche übereinstimmen, um die Lasteinleitung vom Radsatz auf die Schiene zu modellieren. Des Weiteren kann auf die Radsatzwelle und auf die Radsatzstege verzichtet oder sie können auch mit einem geringen Detailgrad modelliert werden, um die Berechnungszeit für das Gesamtmodell niedrig zu halten. Ohne eine FE-modellierte Radsatzwelle kann mit sogenannten „Rigid Links“ eine feste und starre Verbindung modelliert werden. Ein mittig zwischen den Rädern gesetzter Knoten verbindet die starren Verbindungen mit den beiden Rädern bzw. Radlaufflächen des Radsatzes. Die Radsatzwelle ist komplett steif mit den „Rigid Links“. Diese

Modellierung impliziert, dass keine Radsatzwellenbiegeverformung vorhanden ist. Die Verformung unter der Radsatzlast ist überproportional in der Abb. 30 dargestellt. Sie zeigt vereinfacht die Verbiegung der Radsatzwelle mit der Aufbringung einer Punktlast auf den zwei Lagersitzen. Da die Radsatzwelle nicht mitmodelliert wird, entfällt die Verdrehung der Räder um die X-Achse. Bei einem zentralen Knoten zwischen den Rädern können Belastungen, wie Eigengewicht, Verdrehungen oder Verschiebungen, auf die steife Radsatzwelle eingeleitet werden. Bei einer modellierten Radsatzwelle ohne starre Verbindung muss die Aufhängung der Radsatzwelle mitmodelliert werden (vgl. Abb. 30), sonst können die Belastungen nicht eingeleitet werden.

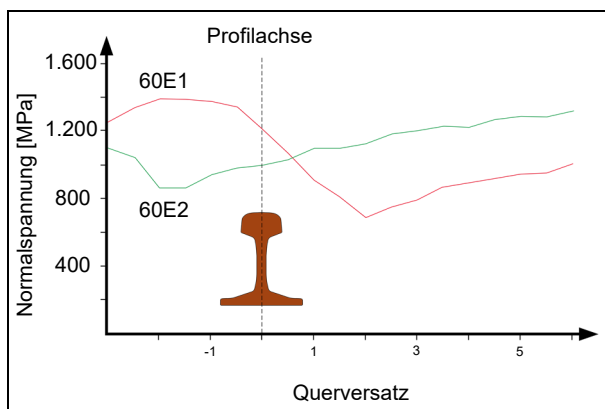


Abb. 31: 60E1/E2 – Normalspannung in Bezug auf den Querversatz [O11]

Die Wahl des Schienenprofils erfolgt bei der DB in Abhängigkeit von den Lasttonnen pro Tag und der zulässigen Geschwindigkeit. Im Regelfall ist dies das Profil 60E2 [V9]. Die Profile unterscheiden sich nur am Schienenkopf. Das Profil 60E2 hat kleinere Radien im oberen Kopfbereich der Schiene als das Profil 60E1. Sie bewirken eine Reduktion der Belastung vom Rad auf die Schiene aufgrund einer verbesserten Lastverteilung. Diese und die damit verbundene niedrigere Normalspannung ist maßgeblich nahe der Schienenachse (s. Abb. 31). In der Abb. 31 ist der Normalspannungsverlauf der Schienenprofile in

Abhängigkeit zum Querversatz dargestellt. Die Schienenprofile werden nach DIN 13674 [N18] angefertigt, wobei das Profil 60E1 nicht mehr durch die DB verwendet wird (vgl. auch [N7]). Das Schienenprofil 60E2, aber auch das Profil 60E1 werden mit einem Neigungswinkel von 1:40 über den Zwischenlagen befestigt [B9]. Für die FEM-Modellierung wird das Profil 60E2 verwendet.

Die Zwischenlagen werden als dünne Platte modelliert. Sie haben eine Grundfläche, von $x=160$ [mm] und $y=148$ [mm] und sind an die Schienenbefestigungsflächen der Schwelle angeglichen. Die Dicke $z=9$ [mm] entspricht der Zwischenlage Zw. 900. Bei den Zwischenlagen wird auf Produkte der Firma GETZNER zurückgegriffen. Die hochbelastbaren Elastomer-Lager der GETZNER Werkstoffe GmbH wurden aufgrund der zur Verfügung gestellten Informationen über die Produktdetails, der langen Erfahrung auf dem Gebiet der elastischen Lager [B10] und der eingehaltenen zugehörigen DIN 13230 [N4] ausgewählt. Die Anforderungen an die Schienenbefestigungssysteme für Betonschwellen [N5] werden bei den Produkten der Firma GETZNER Werkstoffe GmbH eingehalten [O13].

Die Betonschwelle ist seit der Einführung eines mechanischen Verlegesystems und der Nutzung von Spannbeton zur vorrangig eingebauten Schwellenart der DB geworden. Die Holz-

oder Stahlschwellen sind aufgrund des wirtschaftlichen Aspektes nicht der Standard bzw. werden nur in Sonderfällen noch eingesetzt. Die Baustoffe bzw. die Konstruktion des Oberbaus wird zwar anhand der Belastung gewählt, jedoch ist die Spannbetonschwelle vom Typ B70 (s. Abb. 32 und Anhang G) die derzeit überwiegend eingebaute Schwelle [B2] und wird infolgedessen aber auch aufgrund der einwirkenden Belastung durch den Güterverkehr für die FEM-Modellierung gewählt.

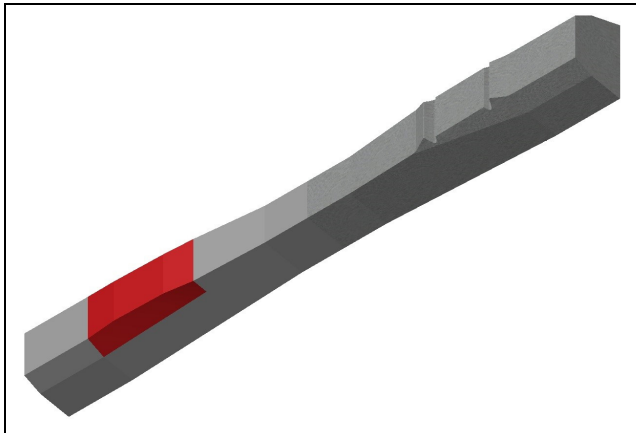


Abb. 32: Spannbetonschwelle B 70 in der konzeptionellen Ansicht

Die Spannbetonschwelle B 70 besitzt im Bereich der Schwellenbefestigung nicht ebene Flächen. Diese Bereiche haben die Funktion, die Schwellenbefestigung auf der Schwelle zu fixieren, aber sind nicht für die Drucklasteinleitung durch die Schwelle in das Schotterbett relevant. Die Geometrie wurde an den Schwellenauftragflächen vereinfacht und ist im rot markierten Bereich der Abb. 32 visualisiert. Des Weiteren wurden die Aussparungen, an denen der Spannstahl gespannt wird, nicht modelliert. Die Geometrie der Schienenbefestigungen wurde nicht in das FEM imple-

mentiert, jedoch wird die Fixierung der Schiene auf den Zwischenlagen und der Spannbetonschwelle durch Hilfswerkzeuge in ADINA-AUI sichergestellt (vgl. Kap. 4.5). Konstruktiv bietet die Schienenbefestigung der Schiene die Lagestabilität, lässt aber ein vertikales Einsinken durch die nicht vollständige Einspannung zu.

Nach der Einführung der elastischen Schwellenbesohlung bei der DB und der 2004 in Kraft getretenen DBS 918 145 [B10] entwickelten sich die Schwellensohlen zu einem Standard-Konstruktionselement der DB. Das Unternehmen GETZNER Werkstoffe GmbH forscht und entwickelt auch Schwellensohlen neben den Zwischenlagen [B10]. Die Produkte des Unternehmens sollen mit in die Modellierung der Schwellenbesohlung eingehen. Die Geometrie ist die extrudierte Fläche der modellierten Sohle der Spannbetonschwelle mit $z=10$ [mm] (s. Anhang K).

Der Regelaufbau und die Dimensionierung der Schichten im Ober- und Unterbau des Fahrweges werden in der Richtliniengruppe 820 der DB geregelt. Bei einer eingleisigen Neubaustrecke in Schotterbauweise und einer Entwurfsgeschwindigkeit von bis zu 120 km/h (33,33 m/s), der Betriebsbelastung sowie der Radsatzlast von 22,5 t sind die Abmessungen im Anhang H mit allen weiteren nötigen Modellierungsparametern für den Oberbau und Unterbau aufgeführt.

Bei der Modellierung des Schotterbettes und der darin liegenden Spannbetonschwellen wird die Geometrie der Spannbetonschwellen mit den elastischen Sohlen mittels der ADINA-M- Subtraktions-Funktion von der Geometrie des Schotterbettes subtrahiert, um eine optimale Schnittfläche zwischen den in Kontakt tretenden Elementgruppen zu erhalten. Des Weiteren wird die Grundfläche um je 10 mm verringert (vgl. Abb. 33). Die Verminderung der Grundfläche ist auf den Schutz vor den Pickeln der Stopfungsmaschine zurückzuführen [V10]. Die modellierte Schwelle und die elastische Sohle werden mit einer Netzverklebung verbunden.

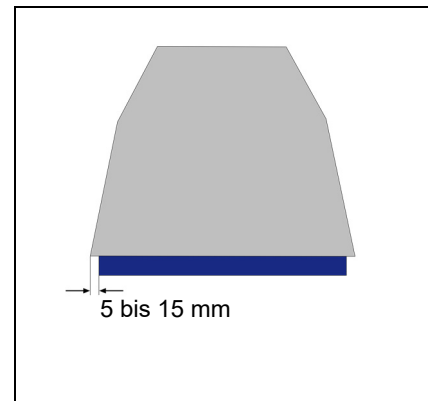


Abb. 33: Besohlte Schwelle

Die Dimensionierung des Unterbaus ist mit der Annahme der Frosteinwirkungszone II bemessen worden. Die Frosteinwirkungszone hat Auswirkung auf die Dicke der Planumsschutzschicht (PSS) und der Frostschutzschicht (FSS). Mit der Wahl der Frosteinwirkungszone II (s. Anhang I) kann der größte Teil von Deutschland abgedeckt werden.

4.2 Material

Die Materialparameter beeinflussen den Widerstand gegen Verschiebungen, Verdrehungen und Größenänderungen, der der Belastung entgegengebracht wird, und die daraus resultierende Verformung.

In ADINA werden die Materialeigenschaften den jeweiligen Modellkörpern zugeordnet. ADINA verfügt über die Modellierungsmöglichkeiten von Materialkategorien, wie „Elastisch“, „Kunststoff“, „Hitze“, „Kriechen“, „Geotechnisch“, „Gummi“ oder „Beton“. Zur Verfügung werden sowohl einfache wie auch komplexe Modelle zur Materialdefinierung gestellt. Einfache Modelle können anhand von langwierigen Erfahrungen mit allgemein bekannten Parametern befüllt werden, die eine gute Annäherung ergeben. Die komplexen Materialmodelle basieren auf Messergebnissen, die durch Probekörper ermittelt werden. Für einen allgemeinen Aufbau des Fahrweges kann auf die einfacheren Materialmodelle zurückgegriffen werden. Für weiterführende Analysen eines neuen Materials oder bestimmter Bodenvorkommen kann das Material spezifiziert werden.

Es werden zwei Kategorien für die Modellierung des Fahrweges genutzt, zum einen „Elastisch“ und zum anderen „Geotechnisch“. Bei elastisch wird das linear-elastisch-isotrope Materialmodell beim Radsatz, bei den Schienen, den Zwischenlagen und auch bei den Spannbetonschwellen genutzt. Das Materialmodell „Elastisch“ muss mit den folgenden Parametern beschrieben werden:

Linear-elastisch-isotropes Materialmodell

- Elastizitätsmodul
- Querkontraktionszahl
- Dichte
- Wärmeausdehnungskoeffizient (optional bei Temperaturbelastung).

Der Elastizitätsmodul und die Dichte müssen zwingend immer größer als null sein. Ein Materialmodell ohne Masse, aber kompensiert mit einer äußeren Belastung, führt zu keinem konvergenten Modell.

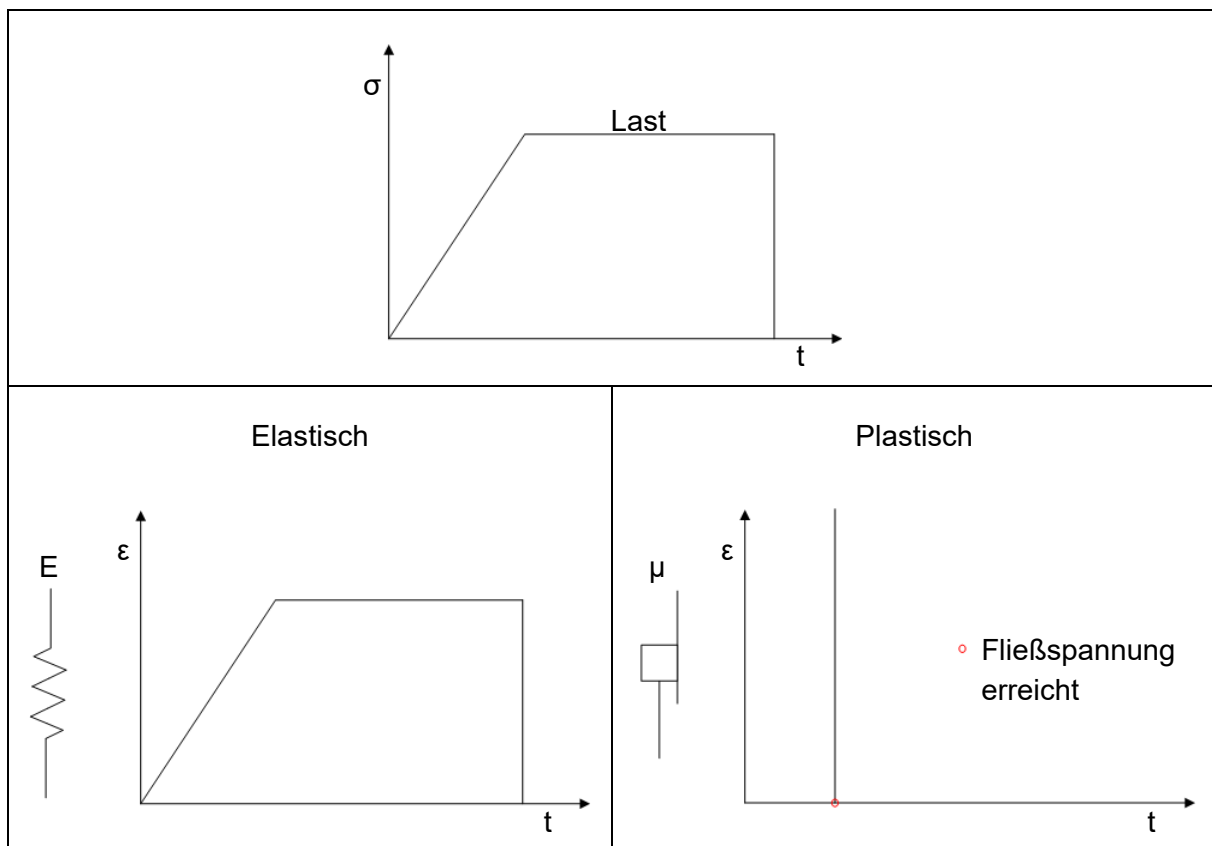


Abb. 34: Verlauf von elastischem und elastisch-plastischem Verhalten über die Zeit t [B3]

Für die FEM-Modellierungen wird in der Regel das linear-elastisch-isotropische Materialmodell für die Werkstoffe Stahl, Beton oder den Verbund Stahlbeton genutzt. Es führt zu guten und verlässlichen Ergebnissen. Das linear-elastisch-isotropische Materialmodell basiert auf dem HOOKEschen Gesetz. Das Gesetz beschreibt das lineare Elastizitätsgesetz, das konstante Verhältnis zwischen der Änderung der axialen Materialdehnung und der Änderung der Spannung, die durch die Lasteinwirkung hervorgerufen werden. Die Linearität bei Stahl geht bis zur

plastischen Verformung und wird HOOKEsche Gerade genannt. Auf der HOOKEschen Geraden liegt die Dauerfestigkeitsspannung, die bei periodischer Beanspruchung zu keiner Biegeermüdung bei den Radsätzen und der Schiene führt. Die Dauerfestigkeit ist der maßgebende Wert für die Wahl der einzusetzenden Stahlsorte. Sie beschreibt die maximal auftretende Spannung, die erzeugt werden darf, damit keine Biegeermüdung eintritt [B4]. Ein elastisches Verhalten des Materials ist generell im Fahrwegmodell äußerst relevant. Der Unterschied zwischen einem elastischen und einem plastischen Verhalten ist in einem Dehnungs-Zeit-Diagramm in der Abb. 34 dargestellt.

Die Zwischenlagen zwischen den Spannbetonschwellen und der Schiene sowie die Besohlung der Spannbetonschwelle sind aus äußerst elastischem Material. Das Material kann einen degressiven oder einen progressiven Spannungsverlauf unter ansteigender Belastung haben (vgl. Anhänge J und K), allerdings ist der nicht lineare Verlauf zwischen der Dehnung und der Spannung nahezu linear und wird auch aufgrund der geringen Dicke als linear für die Modellierung des Materials angenommen. Weiche Zwischenlagen haben eine Federkonstante von 30.000 kN/m [O13] und steife Lagen von 500.000 kN/m [F5]. Die Federkonstante bei Schwellensohlen liegt nach MÜLLER-BORUTTAU hingegen zwischen 35.000 kN/m für weiche Sohlen und 70.000 kN/m für steife Sohlen [O7]. Ausgehend vom HOOKEschen Gesetz und der Tatsache, dass die Federkraft ungefähr der Längenänderung entspricht, kann der Elastizitätsmodul bestimmt werden (s. Gl. 30).

Gl. 30a	Gl. 30b
$F = c_F \times \Delta l$	<p data-bbox="885 1265 1356 1332">Mit: $\sigma = \frac{F}{A}$; $\varepsilon = \frac{\Delta d}{d}$ in Gl. 31</p> $F = \frac{E \times A \times \Delta l}{l}$
$E = \frac{c_F \times l}{A}$	

Gl. 30: Bestimmung des Elastizitätsmoduls der Zwischenlage und der elastischen Sohle

Bei den elastoplastischen Schwellenbesohlungen der Firma GETZNER Werkstoffe GmbH, wie bei dem Produkt SLB 2210 G welches für den Schwerlastverkehr vorgesehen ist, wird die Sekante der statischen Federkennlinie bei Raumtemperatur nach DBS 918 145-1 bestimmt. Aus der Federkennlinie, die einen progressiven Verlauf aufweist, wird ebenfalls ein linearer Verlauf angenommen (vgl. Anhang K) und mit der Gl. 31 der Elastizitätsmodul bestimmt.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Gl. 31: Elastizitätsmodul

In den Tabellen 3 und 4 sind die ermittelten möglichen Werte des Elastizitätsmoduls der Zwischenlagen und der Schwellenbesohlung aufgelistet, die im Anhang L berechnet wurden. Der gewählte Wert für den Elastizitätsmodul der Zwischenlagen und der elastischen Sohlen ist in Tab. 7 aufgelistet. Die exakte Bestimmung des Elastizitätsmoduls für das Fahrwegmodell ist nicht möglich, da der Elastizitätsmodul unter dynamischer Belastung veränderlich ist. Zudem kommt es bei Elastomeren auch stark auf die Form, Temperatur und das Langzeitverhalten an, sodass nur eine Annäherung an den Elastizitätsmodul möglich ist.

MÜLLER-BORUTTAU/KNOTHE		GETZNER Typ: NB	
A = 0,0237 [m²] d = 0,009 [m]			
Weich c _F = 30E6 [N/m]	Steif c _F = 500E6 [N/m]	Min	Max
N/m²			
11,4E6	190,0E6	41,0E6	105,0E6

Tab. 5: Mögliche Elastizitätsmodule der Zwischenlagen

Elastoplastische Sohle		GETZNER SLB 2210 G	
A _{S1} *1 = 0,6264 [m²] d = 0,01 [m]			
Weich c _F = 35 [N/m]	Steif c _F = 70 [N/m]	Min	Max
N/m²			
1,1E6	2,2E6	1,8E6	2,3E6
*1 Abzüglich umlaufenden Rand von 0,01 m an der Unterseite der Schwelle [V10]			

Tab. 6: Mögliche Elastizitätsmodule der elastoplastischen Schwellensohle

Ein weiterer Materialparameter für die elastischen Lager ist die Querkontraktionszahl als Quotient aus der Quer- und Längsdehnung. Je näher der Wert 0,5 anstrebt, desto „gummi-ähnlicher“ wird das Werkstoffverhalten. Der Werkstoff ist mit 0,5 inkompressibel [B3]. Sobald die Querkontraktionszahl kleiner als 0,5 ist, nimmt das Volumen unter Zugbelastung zu und unter Druckbelastung ab [O14]. ADINA-AUI erlaubt bei linear-elastisch-isotropischen Materialmodellen den Maximalwert der Querkontraktionszahl von 0,5 nicht. Die üblichen Werte für Elastomere sind zwischen 0,3 im rein elastischen Zustand bis zu 0,5 im vollplastischen Zustand [B3]. Die Firma GETZNER gibt für ihre Produkte eine Querkontraktionszahl von 0,3 – 0,5 (abhängig von Material, Temperatur und Belastung) an.

Die Querkontraktionszahlen für Stahl und Stahlbeton schwanken ebenfalls in Abhängigkeit von der Belastung, der Temperatur und dem Langzeitverhalten, jedoch wird der Wert für Stahl von 0,3 und für Stahlbeton von 0,16 angesetzt. Der Wert für Stahl ändert sich bei Temperaturschwankungen kaum [O14].

Die zugrunde liegenden Werkstoffparameter bei linear-elastisch-isotropem Material sind in der Tab. 7 mit den dazugehörigen Literaturverweisen zu finden.

Parameter	Einheit	Radsatz	Schiene	Zwischenlagen	Schwelle	Elastische Schwellensohle
Elastizitätsmodul E	N/m ²	2,10E11 [V7]	2,10E11 [V7]	80E6	3,00E10 [V7]	2,3E6
Querkontraktion ϑ	-	0,30 [V7]	0,30 [V7]	0,4 [O16]	0,16 [V7]	0,3 [O16]
Density ρ	kg/m ³	7850 [V7]	7850 [V7]	1170 [O15]	2460 [O12]	1170
Wärmeausdehnung α _T	1/K	1,20E-5 [B11]	1,20E-5 [B11]	9,00E-5 [B12]	1,00E-5 [B11]	2,00E-5

Tab. 7: Materialparameter mit dem Stoffmodell Linear-Elastische-Isotrope

Der Elastizitätsmodul ist beim linear-elastisch-isotropen Material relevanter, da er ein Eins-zu-Eins-Multiplikator bei der Hauptspannung und der Scherspannung ist, während die Querkontraktionszahl einen geringeren Einfluss auf die Hauptspannung ausübt, aber dafür größeren Einfluss auf die Scherspannung. Bei einer dreidimensionalen Platte würde sich generell die Spannungs-Dehnungs-Matrix für ein linear-elastisch-isotropes Material Gl. 32 aufstellen lassen [B13]:

$$\frac{E(1-\vartheta)}{(1+\vartheta)(1-2\vartheta)} \times \begin{bmatrix} 1 & \frac{\vartheta}{1-\vartheta} & \frac{\vartheta}{1-\vartheta} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\vartheta}{1-\vartheta} & 1 & \frac{\vartheta}{1-\vartheta} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\vartheta}{1-\vartheta} & \frac{\vartheta}{1-\vartheta} & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\vartheta}{2(1-\vartheta)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\vartheta}{2(1-\vartheta)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\vartheta}{2(1-\vartheta)} \end{bmatrix}$$

Gl. 32: Spannungs-Dehnungs-Matrix für linear-elastisch-isotropes Material einer dreidimensionalen Platte [B13]

Für die Modellierung des Schotterbettes, der Planumschicht, der Frostschutzschicht und des Untergrundes wird das Materialmodell von DRUCKER-PRAGER (vgl. Abb. 35) oder MOHR-COULOMB (vgl. Abb. 35) verwendet. Es gehört zu der Materialkategorie „Geotechnisch“, die elastisch-(ideal-)plastische Materialien beschreibt. Beide Modelle haben unterschiedliche Vor- bzw. Nachteile. Sie benötigen die Parameter:

- Elastizitätsmodul
- Querkontraktionszahl
- Dichte
- Spannungstrenngrenze
- Kohäsion
- Reibungswinkel
- Dilatanzwinkel (Optional)
- Wärmeausdehnungskoeffizient.

Bei der Modellierung des Fahrweges werden nicht bindige Böden verwendet. Bei nicht bindigen als auch bei bindigen Böden gibt es Scherkräfte. Die Scherfestigkeit wird durch das COULOMBSche Schergesetz (Gl. 33) ermittelt und ist abhängig vom Reibungswinkel und der Kohäsion. Das Resultat einer Scherfestigkeit ist identisch, jedoch sind die Ursachen unterschiedlich zwischen nicht bindigen und bindigen Böden. Für die Differenzierung wird bei nicht bindigen Böden von einer effektiven Kohäsion und von einem effektiven Reibungswinkel gesprochen.

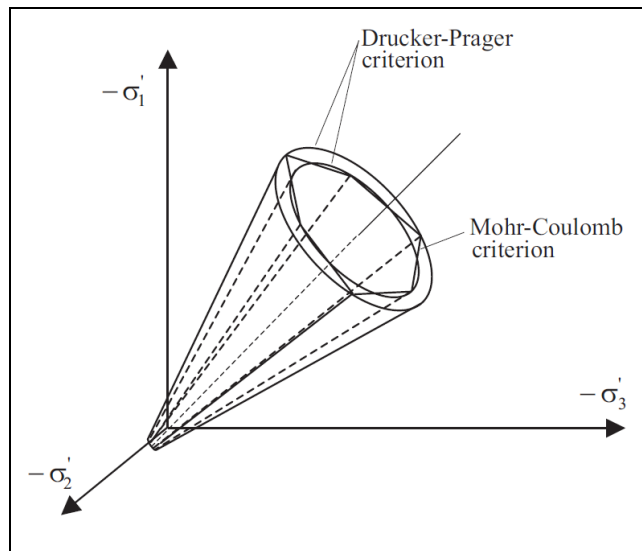


Abb. 35: Die Fließfläche vom Modell MOHR-COULOMB im Vergleich zum DRUCKER-PRAGER-Modell [B14]

$\tau_f = c + \sigma \tan(\varphi)$ <p>Bindige Böden</p>	$\tau'_f = c' + \sigma' \tan(\varphi')$ <p>Nicht bindige Böden</p>
--	--

Gl. 33: COULOMBSches Schergesetz [B15]

Die (effektive) Kohäsion ist eine Spannung, die die Haftfestigkeit von einem Korn zum anliegenden Korn beschreibt. Der (effektive) Reibungswinkel gibt an, wie groß die (kritische) Scherkraft mindestens sein muss, um Körner des Schüttgutes voneinander zu lösen und somit die Reibung bzw. den Widerstand aufzuheben (Bedingung $c=0$). Er ist der inverse Tangens von der Scherkraft dividiert durch die Hauptspannung und ist abhängig von der Rauheit der Körner, der Sieblinie (Hohlraumfüllung), dem Feuchtigkeitsgehalt ($c>0$) sowie der Verdichtung.

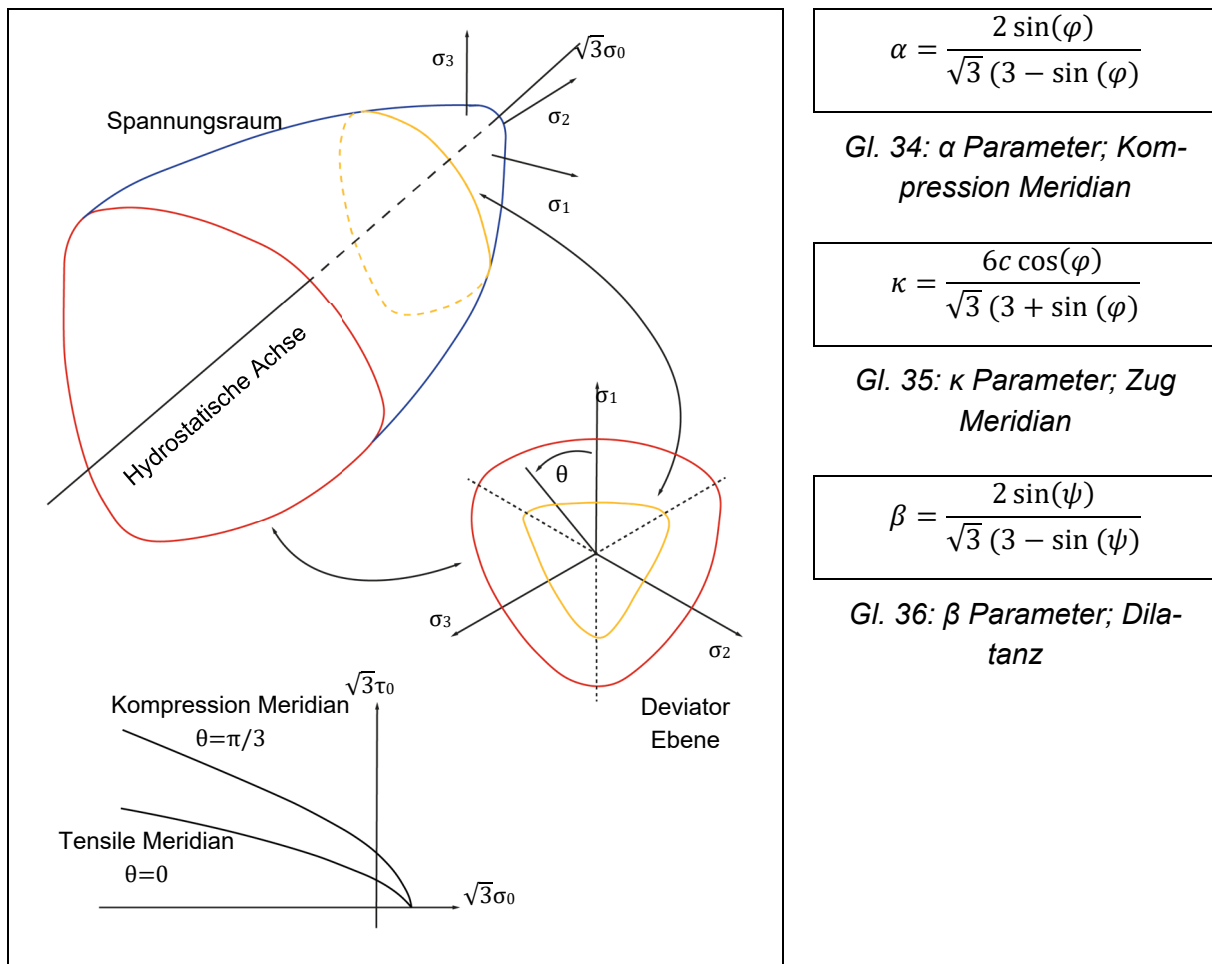


Abb. 36: Hauptspannungsraum – DRUCKER-PRAGER

Das DRUCKER-PRAGER-Materialmodell muss mit Parametern hinterlegt werden, die sich aus der effektiven Kohäsion und dem effektiven Reibungswinkel bilden (vgl. Gl. 34 - Gl. 36).

Die Parameter beschreiben den Öffnungswinkel und den Durchmesser des Trichters. Zusätzlich beschreibt der Parameter β , der sich aus dem Dilatanzwinkel ergibt, den Volumenzuwachs resultierend aus den Scherkräften. Das Modell unterstützt keine Möglichkeit, um auf Temperaturbelastung zu reagieren. Das DRUCKER-PRAGER-Materialmodell hat ein idealplastisches Fließverhalten. Der Dilatanzwinkel beschreibt das grundlegende Prinzip in der Dynamik für Schüttgut. Die zusätzlichen Materialparameter werden über den Kompressions-Meridian bzw. axialen Zug-Meridian gem. Gl. 34 bis Gl. 36 bestimmt [B14].

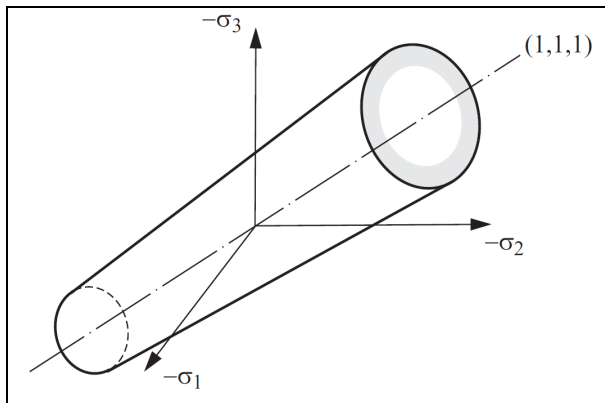


Abb. 37: DRUCKER-PRAGER-Fließfläche an den Hauptspannungen [B14]

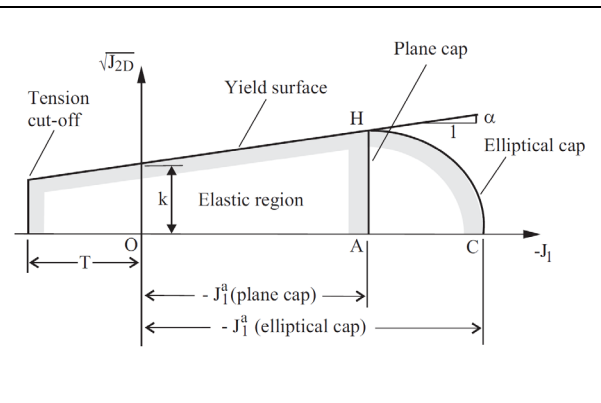


Abb. 38: DRUCKER-PRAGER-Fließfunktion mit Kappe [B14]

Das DRUCKER-PRAGER-Modell unterteilt sich in drei Abschnitte (vgl. Abb. 38). Die Fließflächen- (vgl. Gl. 37) und Potenzialfunktion (vgl. Gl. 38) definieren sich über die Hauptspannungen gem. dem CAUCHY-Spannungstensor σ_{ij} und den deviatorischen Spannungsanteil bzw. die zweite Deviatorspannung [B13], [B15]. Die Potenzialfunktion ist vom Dilatanzwinkel abhängig, da sonst die Volumenvergrößerung mit der Fließflächenfunktion überschätzt wäre, und beschreibt den plastischen Anteil [B14].

${}^t f_{DP} = \alpha {}^t J_1 + \sqrt{{}^t J_{2D}} - \kappa$	${}^t g_{DP} = \beta {}^t J_1 + \sqrt{{}^t J_{2D}}$
---	---

Gl. 37: DRUCKER-PRAGER-Fließfunktion [B14]

Gl. 38: DRUCKER-PRAGER-Potenzialfunktion [B14]

Der zweite Abschnitt, Spannungstrenngrenze, gibt an, wie groß $-J_1^a$ werden kann, und ist ein Parameter, der für die Konvergenz des Stoffmodells wichtig ist. Prinzipiell definiert der Parameter die maximal mögliche Zugbelastung, die durch die Körner aufgenommen werden kann. Der letzte Abschnitt ist die Kappe („Cap hardening“), sie definiert die volumetrische plastische Dehnung am Ende. Sie wird durch die Materialparameter W , Größe der volumetrischen plastischen Dehnung, und D , der die Geschwindigkeit der Dehnung vorgibt, bestimmt [B14]. Die

Größe der Parameter W und D sind in der Tab. 10 hinterlegt, basiert auf empirischer Bestimmung und kann allgemein für den Anwendungsfall von Bodenmodulation angenommen werden.

Das MOHR-COULOMB-Materialmodell wiederum kann direkt mit dem effektiven Reibungswinkel, der effektiven Kohäsion und dem Dilatanzwinkel hinterlegt werden und verfügt zudem über die Möglichkeit der Implementierung von Temperaturbelastungen. Der sehr große Nachteil bei der Nutzung des Dilatanzwinkels ist, dass die Steifigkeitsmatrix mit MOHR-COULOMB asymmetrisch wird, was die Berechnungsdauer enorm steigert. Die asymmetrische Matrix ist bei sehr einfachen oder statischen Modellen nicht von Relevanz, jedoch kommt es bei dem angestrebten komplexen Fahrwegmodell mit einer symmetrischen Matrix bereits zu einer sehr hohen Berechnungsdauer [B14] (vgl. Kap. 4.9.7).

Die Fließfläche ist ein hexagonaler Trichter, der in den Hauptspannungsrichtungen liegt. Das Modell gliedert sich, wie das DRUCKER-PRAGER-Modell, in Fließfunktion und Potenzialfunktion:

$${}^t f_{MC} = \sin(\varphi) \cdot {}^t I_1 + \frac{1}{2} (3(1 - \sin(\varphi)) \sin({}^t \theta) + \sqrt{3}(3 + \sin(\varphi)) \cos({}^t \theta)) \sqrt{{}^t J_2 - 3c \cos(\varphi)}$$

Mit:

$${}^t \psi = \frac{1}{3} \arccos \left(\frac{3\sqrt{3} \cdot {}^t J_3}{2({}^t J_2)^{3/2}} \right)$$

Gl. 39: MOHR-COULOMB-Fließfunktion [B14]

$${}^t g_{MC} = \alpha_{MC} {}^t I_1 + \sqrt{{}^t J_2} - k_{MC}$$

Mit:

$$\alpha_{MC} = \frac{2 \sin(\varphi)}{3(1 - \sin(\psi) \sin(\theta_{MC}) + \sqrt{3}(3 + \sin(\psi)) \cos(\theta_{MC}))}$$

Gl. 40: MOHR-COULOMB-Potenzialfunktion (ohne Temperatureinfluss) [B14]

Der kreisförmige Trichter vom Drucker-Prager-Modell und der hexagonalen Trichter beim MOHR-COULOMB-Modell beschreibt die Fließfläche. Innerhalb des Trichters herrscht ein elastisches Materialverhalten gem. dem HOOKEschen Gesetz, das durch Elastizitätsmodul und Querkontraktionszahl beschrieben wird [B15].

Die Qualität der Ergebnisse der zwei Modelle variiert. Das Materialmodell DRUCKER-PRAGER basiert auf der Fließbedingung und ist ein vereinfachtes MOHR-COULOMBsches Modell, da sich das DRUCKER-PRAGER-Modell mit einem Kreis nur an die sechseckige Schnittfläche annähert [B15]. Die Abb. 35 zeigt, dass das MOHR-COULOMB-Modell grob zwischen der Kompressions- und Zugbeschreibung vom DRUCKER-PRAGER-Modell liegt. Die zusätzlich zu bestimmenden Materialparameter legen den äußeren und inneren Bereich mit dem (Kompression/Zugfestigkeits-) Meridian fest. Hier ist bereits der Unterschied der Ergebnisse zwischen den beiden Modellen sichtbar, denn die Grenze vom elastischen zum plastischen Verhalten ist unterschiedlich.

Elastizitätsmodul, Querkontraktionszahl, Kohäsion und Reibungswinkel sind in der Literatur der Bodenmechanik weitestgehend erforscht, aber selten im Zusammenhang mit dem Oberbau, Unterbau oder Untergrund eines spurgebundenen Fahrweges, dabei gab es einen Schwankungsbereich der Werte innerhalb der Quellen speziell beim Elastizitätsmodul und bei der Querkontraktionszahl. Die Querkontraktionszahl für Böden ist zum Beispiel zwischen 0,3 und 0,4 [B15]. Die Kohäsion und der Reibungswinkel werden in der allgemeinen Eisenbahnliteratur immer auf die Forschungsergebnisse aus den Dissertationen der TU Graz abgestellt.

Der Dilatanzwinkel der granularen Materialien im Ober- und Unterbau ist in der öffentlichen Eisenbahnliteratur nicht eindeutig bestimmt, sodass sich keine expliziten Parameterwerte für das Fahrwegmodell ergeben. Ist der Dilatanzwinkel gleich dem effektiven Reibungswinkel, gilt die assoziierte Fließregel. Bei der nicht assoziierten Fließregel ist der Dilatanzwinkel kleiner als der effektive Reibungswinkel, jedoch mindestens 0°. LIAO bestimmt den maximalen theoretischen Dilatanzwinkel nach der Gl. 41 und einen vereinfachten empirischen Wert mit der Gl. 42 [V11].

$\sin \psi_{max} \left[\frac{-(\Delta \varepsilon_1 + \Delta \varepsilon_3)}{(\Delta \varepsilon_1 - \Delta \varepsilon_3)} \right]_{max}$ <p>ε_1 = Axialdehnung; ε_3 = Seitendehnung</p>	$\psi = \varphi' - 30$
--	------------------------

Gl. 41: Maximaler Dilatanzwinkel nach LIAO Gl. 42: Empirische Formel des Dilatanzwinkels nach LIAO

Die Veränderung des Schotterbetts über die Nutzungsdauer kann über abgeänderte Materialparameter im Fahrwegmodell, über die effektive Kohäsion und den inneren Reibungswinkel dargestellt werden. Schotteruntersuchungen der TU GRAZ [V12] ergaben die in der Tab. 8 zusammengefassten Materialparameter und die technischen Basis-Werte der am häufigsten eingesetzten Gesteine für Schotter in der Tab. 9.

Bezeichnung	Effektive Kohäsion c'	Effektiver Reibungswinkel φ'
Einheit	[N/m ²]	[°]
Verschmutzter Schotter	52.000	57,7
Gereinigter Schotter	81.000	63,4
Rundschotter	42.000	57,4
Aufbereiteter Schotter	92.000	65,2

Tab. 8: Effektive Kohäsion und effektiver Reibungswinkel verschiedener Schottermaterialien [B2]

Technische Werte wie in der Tab. 9 bleiben hingegen über den Nutzungszeitraum konstant.

	Einheit	Granit	Basalt	Diabas
Rohdichte	[kg/m ³]	2.600 - 2.800	2.900 - 3.000	2.500 - 2.900
Biegezugfestigkeit	[N/m ²]	10E6 - 20E6	15E6 - 25E6	15E6 - 25E6
Druckfestigkeit	[N/m ²]	160E6 - 240E6	250E6 - 400E6	180E6 - 250E6
Wasseraufnahme	[Gew. %]	0,2 - 0,5	0,1 - 0,3	0,1 - 0,4
Abriebfestigkeit	[cm ³ /50cm ²]	5 - 8	5 - 8	5 - 8

Tab. 9: Technische Werte von verschiedenem Schotter [O17]

Die Bodenparameter für das Fahrwegmodell waren am schwierigsten bei den Materialien zu bestimmen. Sie müssen mit äußerster Sorgfalt bestimmt werden, da sonst sehr schnell ein nicht konvergentes Modell entsteht. Aufgrund der fehlenden Werte für den Dilatanzwinkel und der Nachteile aus dem DRUCKER-PRAGER-Modell wird angenommen, dass der Dilatanzwinkel der Bodenschichten $\psi = \varphi$ ist, womit ein dreidimensionales Modell mit einer symmetrischen Matrix vorhanden ist. Die Materialparameter der Böden sind in der Tab. 10 aufgelistet.

Das Schotterbett, als Teil des Oberbaus, steht im Fokus der Modellierung. Die Modellierung des Unterbaus und Untergrundes fließt mit ein. Sie ist ein wichtiger Bestandteil für die Beschreibung der Steifigkeit, Elastizität und des Widerstandes für das Schotterbett als auch für die Bewertung der Schieneneinsenkung, um möglichst gute Näherungsergebnisse bei der Analyse des Oberbaus zu erhalten. Die Alternative zu weiteren Bodenschichten wäre, die Sohle des Schotterbettes mit einer Einspannung als Randbedingungen zu versehen und sie damit in ihrer Verformung und Elastizität zu begrenzen. Die nicht bindigen Böden weisen ein

elastoplastisches Stoffverhalten auf. Die Böden werden bei Be- und anschließender Entlastung einen Teil der Verformung beibehalten [B15].

Parameter	Einheit	Schotter	PSS	FSS	Untergrund
Elastizitätsmodul E	N/m ²	1,50E8 [S1]	2,00E8 [S1]	2,00E8 [S1]	1,00E8 [S1]
Querkontraktion ν	-	0,30 [B15]			
Density ρ	kg/m ³	1.900* ³ [B11]	2.200* ³ [B11]	1.900* ³ [B11]	1.600* ³ [B11]
Eff. Reibungswinkel φ'	°	s. Tab. 8	43 [V13]	45 [B15]	40 [V13]
Eff. Kohäsion c'	N/m ²	s. Tab. 8	7.000 [B11]	1.000 [B11]	7.000 [B11]
Spannungstrenngr. T	N/m ²	2,00E+7			
Dilatanzwinkel ψ	°	$\varphi' \cdot *1$			
W	-	-0,0075* ²			
D	-	-0,01* ²			
Alpha α	-	0,4998	0,3397	0,3561	0,3149
Kappa κ	-	34.479	4.817	661	5.099
Beta β	-	_*1	_*1	_*1	_*1
Wärmeausdehnung α_T	1/K	15E-6* ¹	-	-	-
*1 Annahme					
*2 Standardwert ADINA					
*3 Angenäherte Werte (vgl. Mittlere bodenmechanische Kennwerte [B11])					

Tab. 10: Materialparameter mit dem Stoffmodell DRUCKER-PRAGER

Das MOHR-COULOMB-Materialmodell verfügt über eine Parametereingabe für den Wärmeausdehnungskoeffizienten, allerdings wird bei Gesteinen ein linearer Wärmeausdehnungskoeffizient von 5E-6 bis 25E-6 1/K bei 20° Grad angenommen [B16]. Eine Temperaturänderung kann nur aus Schattenverwerfung und klimatischen Einflüssen auf die Böden hervorgehoben werden. Das betrifft jedoch nur die obere Schicht und nicht den weiter innen liegenden Bodenteil. Eine Temperaturänderung an der Oberfläche der Bodenelemente würde zu keinen

relevanten zusätzlichen Schnittgrößen führen, da bei einer Änderung der Temperatur die Längenänderung bei einem Meter nur 0,1 – 0,5 mm/m Dehnung beträgt. Die oben aufliegenden Gesteinskörner können sich ungehindert ausdehnen.

Die Materialeigenschaften des Schotters werden den technischen Lieferbedingungen der DB [N9] und der DIN EN 13450 [N10] gemäß bestimmt: Elastizität, mechanischer Widerstand, Korngrößenverteilung und Dichte. Während die Elastizität mittels Plattendruckversuchs nach DIN EN 18134 [N11], die Korngrößenverteilung mit einer Siebung nach DIN EN 18123 [N12] und die Bodendichte nach DIN 18125-1 [N13] bzw. 18125-2 [N14] und 18126 [N15] bestimmt werden, wird der mechanische Widerstand der Körner gegen Zertrümmerung und Verschleiß mithilfe des LOS-ANGELES-Verfahrens, des SCHLAGVERSUCHS und des MICRO-DEVALs nach DIN EN 1097-2 [N16] ermittelt.

Bei dem LOS-ANGELES-Prüfverfahren wird der Widerstand gegen die Zertrümmerung von Gleisschotter bestimmt. Dabei werden in eine Trommel 10 kg Gestein und 11 Stahlkugeln mit Durchmessern zwischen 45 und 49 mm sowie einem Gewicht zwischen 0,4 und 0,445 kg gefüllt. Die Trommel wird danach mit 32 U/min 500-mal gedreht. Je geringer der Massenanteil an 160 mm Körnern [B2], desto höher ist der Zertrümmerungswiderstand des Gesteins.

In dem SCHLAGVERSUCH fällt ein Stahlzylinder unter einem Fallhammer mit einer Masse von 50 kg und aus einer Höhe von 370 mm zehnmal auf eine Gesteinsprobe. Der Siebdurchgang aus den Analysesieben und der Auffangschale bestimmt den Massenanteil, der den SZ-Wert wiedergibt, der für den Widerstand gegen Schlagzertrümmerung steht.

Der MICRO-DEVAL-Test wird als Prüfverfahren für den Widerstand gegen den Verschleiß von Gleisschotter benutzt. Der Gleisschotter wird nass in vier zusammenhängende Trommeln mit Reibladung aus Stahlkugeln mit einem Durchmesser von 10 mm gefüllt. Nach dem Rotieren der Trommel mit 100 U/min 12.000-mal wird der Massenanteil kleiner als 160 mm gemessen. Der Siebrückstand des 160-mm-Siebes ist der bestimmende Faktor beim MICRO-DEVAL-Koeffizienten.

Die genormten Versuche können als Widerstandsanforderungen bzw. Bedingungen genutzt werden oder auch um Körner miteinander zu vergleichen. Die Bestimmung der benötigten Parameter, die für das MOHR-COULOMB- und das DRUCKER-PRAGER-Modell benötigt werden, kann nicht geschaffen werden.

4.3 Elementgruppen, Elementtypen und das Netz der FE

Die Elementgruppen bündeln die Kanten, Flächen und Körper in Gruppen. Es stehen zwei- und dreidimensionale Festkörper, Membranen, Rohre, Flüssigkeiten, Fachwerke und Träger als Klassifizierungen der Elemente in der Elementgruppe zur Verfügung. Jede Elementgruppe kann mit spezifischen Eigenschaften unterlegt werden. Die erste Eigenschaft für die Modellierung des Fahrweges ist die Festlegung eines Materials, dessen Stoffverhalten auf den Materialparametern beruht. Die zweite Einstellung bei den Elementgruppen betrifft die Größe der Verschiebungen. Kleine Verschiebungen und Dehnungen sind infinitesimal klein. Die Radsatzverschiebungen und die Rotationen können sehr groß für das Fahrwegmodell ausfallen, so dass große Verschiebungen als Einstellung gesetzt werden – dies ist auch die Standardeinstellung. Die Aufstellung der Massenmatrix erfolgt aus den Elementgruppen. Sie ist die Matrix, in der das Eigengewicht und die Trägheit des Fahrweges herausgehen. [B14]

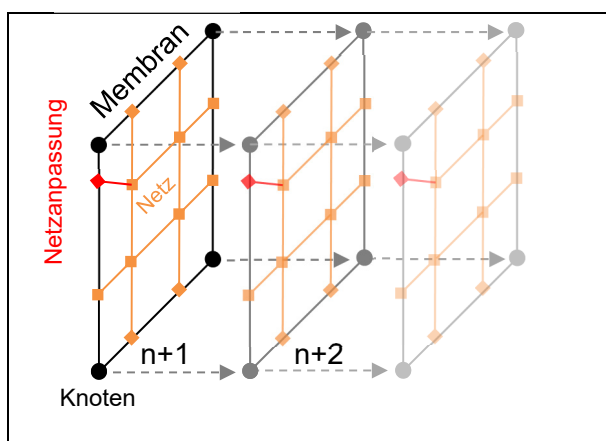


Abb. 39: Extrudiertes Membran-Element

Bei der Modellierung des Fahrweges werden ausschließlich dreidimensionale Elemente genutzt, die jedoch, aufgrund von Modellierungsvorteilen, in der Regel aus extrudierten Membranprofilen bestehen (vgl. Abb. 39). Membran-Profile können bei dieser Modellierung als Grundfläche der Extraktion gesehen werden. Sie sind isoparametrische Elemente, die mit einer Dicke hinterlegt werden können [B14]. Der konstruktive Vorteil bei der Nutzung von Membranen ist, dass ein Flächenetz extrudiert wird und der Aufbau des dreidimensionalen Elements blockweise über die Länge untergliedert ist. Die Anwendung ver-

einfacht den Aufbau und führt zu guten Verbindungsflächen. In der Abb. 39 ist ein Quadrat bestehend aus 9 kleineren Quadraten, die durch die Knoten definiert sind – es wurde ein Netz auf die Membran gelegt, dargestellt. In ADINA-AUI ist es möglich, dieses Netz an den spezifischen Stellen der Membran zu verfeinern (Erhöhung der Kantenunterteilung) oder gröber zu gestalten. Die Unterteilung von Kanten, Flächen und Körpern bestimmt die Netzdichte am Rand. Diese asymmetrische Aufteilung der Kanten wird bei der Netzmodellierung der Böden genutzt, um beim Unterbau bzw. Untergrund die Strukturen durch die Elemente gering zu halten. Der Fokus der Genauigkeit liegt auf dem Oberbau, sodass ein feines Netz im Unterbau und Untergrund nur erhöhte Rechenzeit zur Folge hat. Ein grobes Netz hat eine höhere Ungenauigkeit bei der Bestimmung der Schnittgrößen und vice versa für ein feineres Netz. Das Netz wird mit steigender Tiefe großmaschiger. Es wird auch eingesetzt, um die Kontaktfläche zwischen der Schiene und dem Rad zu optimieren – gleiches Kontaktflächennetz. Die extrudierten Festkörper mit Membranprofilen erhalten ihre Stoffeigenschaften durch die in den Elementgruppen hinterlegten Eigenschaften. Das Prinzip der Membran wird beim Untergrund, Unterbau und bei der Schiene angewandt. Bei der Modellierung des Netzes für den Radsatz

muss dieser als zweidimensionale Ebene (XY) modelliert werden. Im Anschluss wird ein Netz erstellt, welches um die Y-Achse im Schwerpunkt der Radsatzwelle rotiert und einen dreidimensionalen Festkörper erstellt. Das Netz ist an der Lauffläche deutlich feiner modelliert als zwischen Radsatzwelle und Lauffläche, um die Kontaktzone zwischen Lauffläche und Schiene zu konkretisieren.

Ein Netz kann in der regelbasierten und der freien Form erstellt werden bzw. in einer strukturierten oder unstrukturierten Form. Die strukturierte Form wird fast ausschließlich bei der Modellierung des Fahrweges und des Radsatzes eingesetzt. Die Struktur setzt sich aus block-ähnlichen Elementen zusammen und ihre Dichte wird durch die Unterteilung der Körperländer und den Faktor für das Anwachsen des Netzes gesteuert [B14]. Die unstrukturierte Form kann mit dem DELAUNAY-TRIANGULATIONS-Algorithmus (s. Abb. 40) aufgestellt werden. Die entstehende Randunterteilung wird mit Triangel-Elementen erstellt und die Randunterteilung wird durch den Algorithmus optimiert, um spitze Winkel der triangulären Elemente so gering wie möglich zu halten. Dabei teilt jedes trianguläre Element eine Kante und der trianguläre Element-Umkreis, der durch die drei Knoten des triangulären Elementes entsteht, schneidet keine weiteren Knoten [O18].

Die zweite Form des unstrukturierten Netzes ist der ADVANCE-FRONT-Algorithmus (s. Abb. 41). Die Netzränder werden zu Beginn diskretisiert. Das dadurch entstehende Netz wird als neue „Randbedingung“ gesetzt, um das Netz weiter fortzuführen. Dieser Schritt wiederholt sich, bis das Netz vervollständigt ist [O18].

Die letzte unstrukturierte Form in ADINA-AUI für die Modellierung eines Netzes ist die Kombination aus der DELAUNAY-TRIANGULATION und dem ADVANCED-FRONT-Algorithmus – hybride Form.

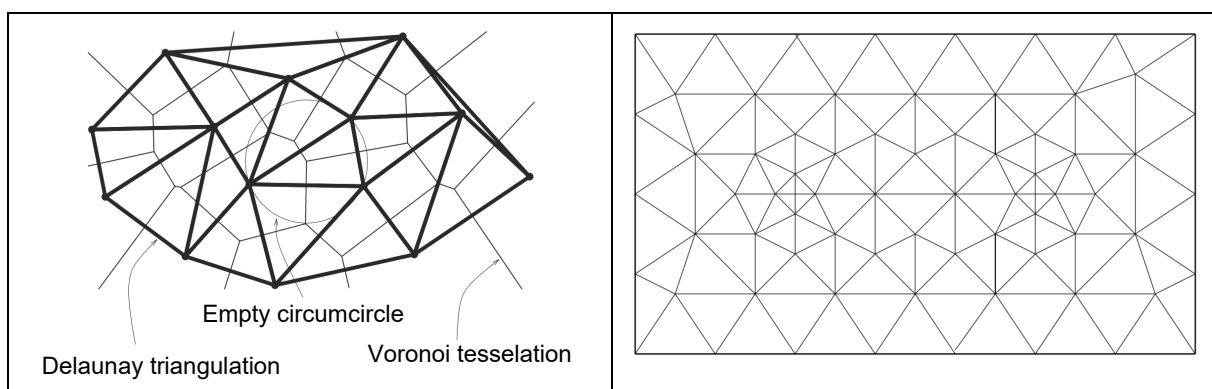


Abb. 40: DELAUNAY-TRIANGULATION-Algorithmus [O18]

Abb. 41: ADVANCED-FRONT-Algorithmus [O19]

Bei der Modellierung des Schotterbettes wird eine hybride Form eingesetzt. Sie legt ein Netz über die komplexere Struktur des Schotterbettes. Durch die angestrebte Knoten-Knoten-Verbindung an den Kontaktflächen zwischen Schwelle-elastischer Sohle und Schotterbett-elastischer Sohle wird die elastische Sohle auch mit der hybriden Form anstelle der Blockstruktur versehen. Die Modellierung bringt den Vorteil, dass an den Kontaktflächen keine zusätzliche Rechenleistung für eine Transformation von Knotenkräften erforderlich ist.

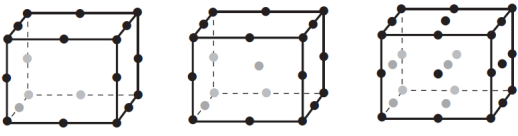
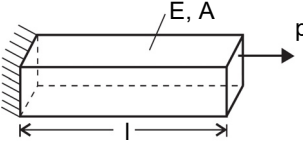
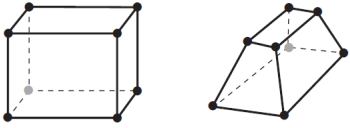
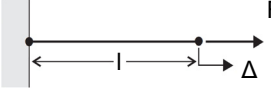
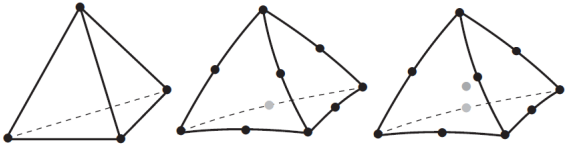
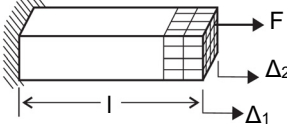
 <p>20-, 21- & 27-Knoten Element (Quadrilateral)</p>	 <p>Physikalisches Problem</p> <p>E, A</p> <p>p</p> <p>l: Stablänge</p> <p>F: Last</p>
 <p>8-Knoten Element (Quadrilateral)</p>	 <p>1-D Modell</p> <p>F</p> <p>l</p> <p>Δ</p> <p>Die Last F bezieht sich auf den gesamten Stabquerschnitt.</p> <p>Die Änderung (Δ) im Stabquerschnitt ist konstant.</p>
 <p>4-, 10- & 11-Knoten Element (Triangular)</p>	 <p>3-D Modell</p> <p>F</p> <p>l</p> <p>Δ_2</p> <p>Δ_1</p> <p>Die Last F bezieht sich nicht auf den gesamten Stabquerschnitt.</p> <p>Die Änderungen ($\Delta_1; \Delta_2$) im Stabquerschnitt sind ungleich.</p>

Abb. 42: Dreidimensionale Festkörper-Elemente (Ausschnitt) [B14]

Abb. 43: Veranschaulichung eines dreidimensionalen Festkörper-Kragarmmodells [B14]

Ein Netz besteht aus mehreren finiten Elementen. In einem Netz können sie unterschiedliche Grade haben, die sich nach der Anzahl der Knoten je Element richten. Die Anzahl der verschiedenen dreidimensionalen finiten Elemente ist in Abb. 42 zu sehen.

Die Annahme für die Koordinaten aller finiten Elemente basiert auf den Formeln aus Gl. 43 [B14]. Für die Verschiebungen gilt die Gl. 44 [B14]:

$$x = \sum_{i=1}^q h_i x_i \quad y = \sum_{i=1}^q h_i y_i \quad z = \sum_{i=1}^q h_i z_i$$

Gl. 43: Grundlegende Annahme für die Koordinaten der finiten Elemente

$$u = \sum_{i=1}^q h_i u_i \quad v = \sum_{i=1}^q h_i v_i \quad w = \sum_{i=1}^q h_i w_i$$

Gl. 44: Grundlegende Annahme für Verschiebungen der finiten Elemente

$h_i(r, s, t) =$ Interpolation Funktion zum zugehörigen Knoten i

$r, s, t =$ Isoparametrische Koordinaten

$q =$ Anzahl der Elementknoten $4 \leq q \leq 27$

$x_i, y_i, z_i =$ Koordinate des Knotenpunktes

$u_i, v_i, w_i =$ Knotenpunktverschiebung

Die finiten isoparametrischen Festkörper-Elemente werden für das Modell des Fahrweges angewandt. In jedem Element werden die Schnittgrößen, Verschiebungen und Verdrehungen ermittelt. Bis auf das Schotterbett wird auf quadrilaterale Elemente zurückgegriffen. Die triangularen Elemente werden nur beim Schotterbett und für spezielle Anwendungen, wie die automatische Netz-Generierung durch die Algorithmen DELAUNAY-TRIANGULATION oder ADVANCED-FRONT-TRIANGULATION, eingesetzt [B13].

Mit den Gln. 43 und 44 lässt sich die Dehnungs-Verschiebungsmatrix B oder auch die Steifigkeitsmatrix K aufstellen [B13].

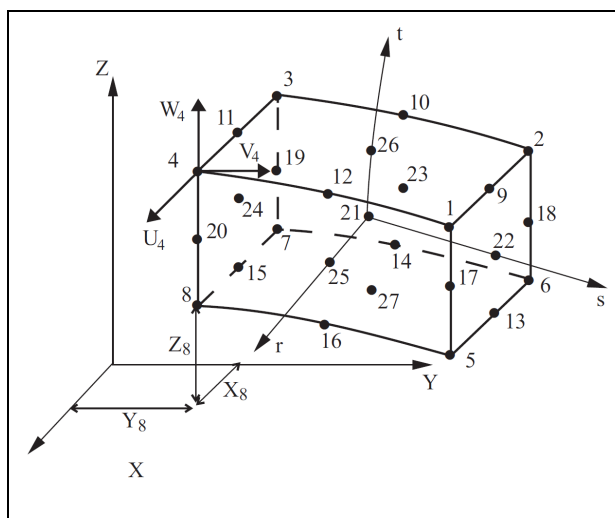


Abb. 44: Koordinaten und Verschiebungen eines 3-D-Elements [B14]

Beim Vergleich eines 8-Knoten-Elements mit einem 27-Knoten-Element in der Abb. 42 kann der Anschein erweckt werden, dass ein 27-Knoten-Element durch eine Unterteilung in 4×8 -Node-Elemente ersetzt werden kann. Der Unterschied liegt jedoch darin, dass die Knoten des 8-Knoten-Elements linear verbunden sind, wobei eine interpolierte Kurve zwischen den Knoten des 20-, 21- und 27-Knoten-Elementes besteht. Die 20-, 21- und 27-Knoten-Elemente erhöhen demnach die Genauigkeit des Ergebnisses (vgl. Abb. 44). Der Nachteil ist die dazu aufzubringende Berechnungszeit, die durch die Interpolation jedes „High Class“-Elements besteht.

4.4 Freiheitsgrade und Randbedingungen

Freiheitsgrade (FG) und Randbedingungen (RB) bilden die Annahmen des Rahmens, in dem sich das Fahrwegmodell bewegen kann. Mithilfe der Einstellung der Freiheitsgrade können die Annahmen getroffen werden, dass Translation und Rotation der Knoten jeweils in bzw. um X, Y und Z gleich null sind. In einem zweidimensionalen Modell auf der XY-Ebene würden mindestens die Knoten Translation in Z sowie die Knoten Rotation in X und Y gleich null sein.

Beim Fahrwegmodell sind die Rotationen in Richtung r, s und t (Lokales Koordinatensystem) in einem Element nicht zwingend notwendig, um eine gute Näherungslösung von Schnittgrößen und Verschiebungen des Modells zu erhalten. Mit dieser Annahme werden die Freiheitsgrade im Modell limitiert, was zu einer Beschleunigung der Berechnung führt und die Konvergenz des Modells aufgrund einer höheren Steifigkeit steigen lässt. Bei der Bestimmung von detaillierten Ersatzmodellen kann eine Betrachtung der Knotenrotation jedoch entscheidend und sinnvoll sein.

Bei der Modellierung eines dynamischen Modells mit einem sich im Raum drehenden Radsatz wird die Rotation um die lokale Y-Achse benötigt. Die Rotation an der lokalen Y-Achse um die Radsatzwelle erzeugt eine Vorwärtsbewegung des Radsatzes in die globale X-Richtung. Die gleiche Situation findet sich auch bei der Modellierung des Sinusverlaufs des Radsatzes wieder. Die Translation und Rotation finden lokal am zentralen Knoten des Radsatzes statt.

Beim Fahrwegmodell werden zwei zu modellierende RB eingesetzt: Volleinspannung des Untergrundes mit der Annahme, dass ab einer bestimmten Tiefe die Spannung ungefähr null ist, sodass keine Translation oder Rotation vorhanden ist. Mit der Annahme eines unendlich elastisch gelagerten Oberbaus in X-Richtung werden an den Knoten, die sich bei X_{\min} und X_{\max} des lokalen Elementgruppen-Koordinatensystems befinden, der Schiene, am Schotterbett, Unterbau und Untergrund die X-Y-Translation und X-Y-Rotation zu null gesetzt gemäß den Randbedingungen nach ESTRADÉ [V4].

4.5 Netzvereinigung, -verklebung und Kontaktbedingungen

Bei der Modellierung des Fahrweges gibt es Übergangsbereiche, an denen sich zwei oder mehr Netze berühren. Die Kontaktflächen müssen mithilfe von Tools, wie einer Netzvereinigung, -verklebung oder als Kontaktzone, definiert werden, damit die Schnittgrößen, Translation und Rotation an das anliegende Netz richtig übertragen werden können. Mithilfe von der Netzvereinigung und der Netzverklebung werden zwei Netze dauerhaft miteinander verbunden. Die Netzvereinigung wird angewendet, wenn das angrenzende Netz in Größe, Form und Position identisch ist sowie derselben Elementgruppe angehört. Zwei Netze werden zu einem Netz zusammengefügt – Knotenverbindung. Netzvereinigungen werden beim Fahrwegmodell an den Profilen der 180°-modellierten Laufkränze bzw. Radstege, die auf der XY-Ebene liegen,

angewendet. Bei zwei unterschiedlichen Netzen werden die Flächen mithilfe der Netzverklebung miteinander vereint. Die Anwendung ist komplexer und fordert eine höhere Leistung bei der Berechnung der Schnittgrößen und Verformung durch Knoten-Translation und -Rotation, da jeder Knoten, der nicht auf einen Knoten eines anderen finiten Elements trifft, auf eine finite Element-Fläche gelangt. Die zu übergebenden Informationen müssen in einem weiteren Schritt auf die Knoten des finiten Elementes transformiert werden. Genutzt wird die Netzverklebung für die Verbindung von der Planumschicht mit der Schotterbettsohle, da zum einen unterschiedliche finite Elemente genutzt werden und zum anderen das Netz vom Schotterbett deutlich feiner ist. Eine feste Verbindung erfolgt zudem zwischen den Schwellen und den Zwischenlagen einerseits und andererseits zwischen den Zwischenlagen und der Schiene, da die Verbindung mit dem Befestigungssystem als gewährleistet angenommen wird.

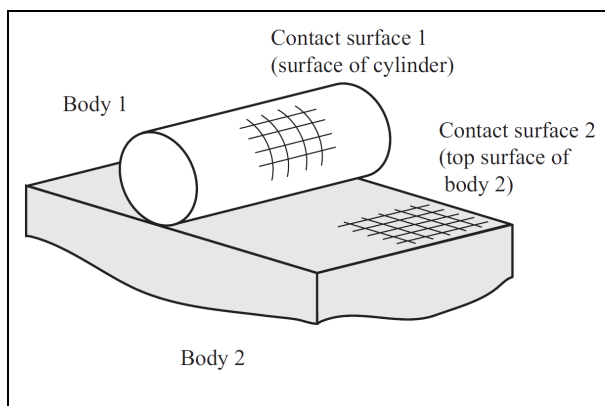


Abb. 45: Typisches Kontaktproblem zwischen zwei Körpern [B14]

Eine Herausforderung ist die Modellierung der Kontaktzone zwischen sich bewegenden Flächen. Beim Fahrwegmodell ist eine solche Kontaktzone zwischen Radsatz und Schiene. In einer stetigen Rollbewegung entsteht ein ständiger Wechsel von Knoten, die in Kontakt kommen bzw. sich wieder voneinander entfernen – nichtlineare Analyse. Die statischen und dynamischen Belastungen werden durch die in Kontakt tretenden Knoten von der „Berührer“-Fläche zur „Ziel“-Fläche übertragen. Die Flächen können unterschiedlich diskretisiert sein, d.h. einen Unterschied bei der Unterteilung, Netzdichte, Element-Art oder dem

Netz-Algorithmus aufweisen. Durch die unterschiedlichen Faktoren können die Kontaktkräfte nicht direkt von Knoten zu Knoten übertragen werden, deshalb müssen die übertragenden Kräfte auf die umliegenden Knoten auf der „Ziel“-Fläche verteilt werden. Es erfolgt eine Penetration, sobald ein Knoten von einem Element des „Berührers“ in ein Element der „Ziel“-Fläche eindringt.

Das grundlegende Kontakt-Konzept basiert auf den Bedingungen aus der Gl. 45.

$g_c \geq 0$	$\lambda_c \geq 0$	$g_c \lambda_c = 0$
--------------	--------------------	---------------------

Gl. 45: Grundlegendes Kontakt-Konzept mit dem Abstand und der normalen Kontaktkraft [B14]

Dabei ist es erforderlich, dass möglichst viele Knoten des „Berührers“ eine Penetration in der „Ziel“-fläche bewirken, um die Konvergenz zu steigern. Übertragen auf die Rollbewegung des Radsatzes über die Schiene sollten möglichst viele Knoten eine Penetration haben. Die Regelung erfolgt mit dem Gefüigigkeitsfaktor (C_F), der die in Kontakt tretenden Flächen gefügiger macht. Der Faktor entspricht dem Verhältnis zwischen der Dehnung ε_p und Fläche A_C , die in Kontakt tritt. Die Konvergenz tritt an der Rundung nahe dem Nullpunkt von Abb. 46 auf. Die Konvergenz steigt, sobald die Belastung sanft eingeleitet werden kann und die Dehnung pro Fläche steigt. Dabei sollte der Gefüigigkeitsfaktor eine maximale Dimension von $1E-5$ (dimensionslose Größe) [B14] haben, da sich sonst eine zu hohe Penetration einstellt. Es herrscht ein Zusammenhang zwischen der Penetration und dem Gefüigigkeitsfaktor.

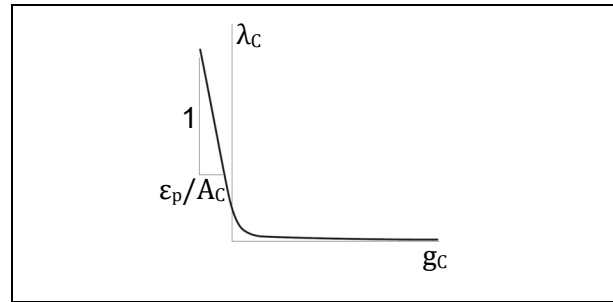


Abb. 46: Erhöhung der Anzahl der in Kontakt tretenden Knoten [B14]

$$Penetration = \varepsilon_p \times \frac{\lambda_c}{A_C}$$

Gl. 46: Penetration [B14]

Mit einem Gefüigigkeitsfaktor zwischen $1E-10$ und $1E-15$ wird die Konvergenz beim Fahrwegmodell bzw. bei den Ersatzmodellen erreicht. Der Faktor ist einer der zeitintensivsten Faktoren bei der Modellierung, da er empirisch ermittelt werden muss. Er muss zudem zwangsweise bei der Veränderung der Modellnetze neu angepasst werden. Ist der Gefüigigkeitsfaktor zu groß gewählt, erfolgt keine Kontaktaufnahme und der Radsatz gleitet durch den Oberbau. Gegebenenfalls muss die Kombination aus Toleranz und Gefüigigkeitsfaktor verändert werden, um ein Modell zu erhalten, das konvergent ist.

Eine weitere Variable, die den Kontakt bestimmt, geht aus der Reibung zwischen dem Radsatz und der Schiene hervor.

$$\tau_f = \frac{F_T}{\mu \lambda}$$

Gl. 47: Reibungsbeiwert aus der Tangentialkraft und der normalen Kontaktkraft [B14]

Der COULOMBSche Reibungskoeffizient ist für einen Stahl-Stahl Kontakt mit $\mu=0,15$ für alle Fälle der Analysen von Rad-Schiene-Kontakten zu wählen [B8].

4.6 Belastung

Die Belastungen, die auf das Fahrwegmodell einwirken, müssen in zwei Schritten analysiert werden. Der erste Schritt ist die statische Analyse. Bei diesem Verfahren soll der Radsatz mit der Schiene in Kontakt treten, um einen auf den Schienen ruhenden Radsatz zu simulieren. Auf der Radsatzwelle wird keine Radsatzlast verursacht, sondern der Radsatz tritt durch Verschiebung mit dem Schienenkopf in Kontakt. Bei der Geometriemodellierung mit AUTOCAD kann der Radsatz nur ganz dicht ohne eine Überlappung oder eine zu große Lücke zwischen dem Radsatz und der Schiene an die Schiene modelliert werden. Die Modellierung der Analyse wird nach den Kontakt-Rahmenbedingungen aus Kapitel 3.3.1 gewählt, sodass eine ellipsenförmige Kontaktfläche infolge der geringfügigen Pressung zwischen Rad und Schiene entsteht.

Beim zweiten Analyse-Schritt wird eine dynamische Belastung eingeleitet und als dynamisch-implizite Analyse ausgeführt. In diesem Analysemodell verändern sich die einwirkenden Belastungen aus der statischen Analyse. Die Neustart-Option in ADINA-AUI ermöglicht, dass die dynamisch-implizite Analyse auf der statischen Analyse aufbaut, das heißt, nach einer spezifischen Zeit aus der statischen Analyse können mit der exakt gleichen Modellstruktur die Belastungen neu modelliert werden, um die Bewegung auf der Schiene zu simulieren und deren Spannungsverlauf zu bestimmen. In ADINA-AUI wurde eine Zeit von 0 bis 0,1 s für die statische Analyse vorgesehen und ab 0,1 s erfolgt die dynamische-implizite Analyse. Die 0,1 s für die statische Analyse wurde aus praktischen Gründen gewählt, die Zeit kann auch länger oder kürzer sein, solange die Konvergenz gegeben ist, ist Zeit nicht relevant. Die gesamte Zeit der dynamisch-impliziten Analyse ist abhängig vom Weg, den der Radsatz zurücklegen soll. Bei der Erst-Analyse entspricht der zurückgelegte Weg mindestens dem Schwellenabstand und maximal einem Viertel der Amplitudenlänge des Sinuslaufs des Radsatzes. Eine Reduzierung des Überrollvorganges kann in weiteren Schritten erreicht werden, sofern der Analysezeitpunkt bestimmt wurde, an dem der Radsatz mit seiner höchsten Belastung auf den Oberbau einwirkt. Der Analysezeitpunkt, bei dem die höchste Belastung im Oberbau herrscht, ist unterschiedlich bei den einzelnen Konstruktionselementen. Die maximale Weglänge gewährleistet, dass ein kompletter Verlauf des Radsatzes mit den Sinusverlauf-Funktionen $u_y(t)$ und $\phi_z(t)$ modelliert werden kann.

Die Erstellung der Belastungen auf dem Fahrwegmodell besteht in ADINA-AUI aus drei grundlegenden Bausteinen. Der erste Baustein ist die Einstellung von Zeitschritten, die bestimmt, zu welcher Zeit die Modellierung berechnet wird, dabei wird jeder Zeitschritt iterativ mit der FEM bestimmt.

Abb. 47 zeigt den systematischen Aufbau der Zeitschritte, die bei der statischen und dynamisch-impliziten Analyse angewendet wurden. Zu Beginn der Belastungseinleitung der statischen Analyse werden kleine Zeitschritte genutzt, um die Belastung „vorsichtig“ einzuleiten. Das Verfahren erhöht das Konvergenzverhalten des Modells.

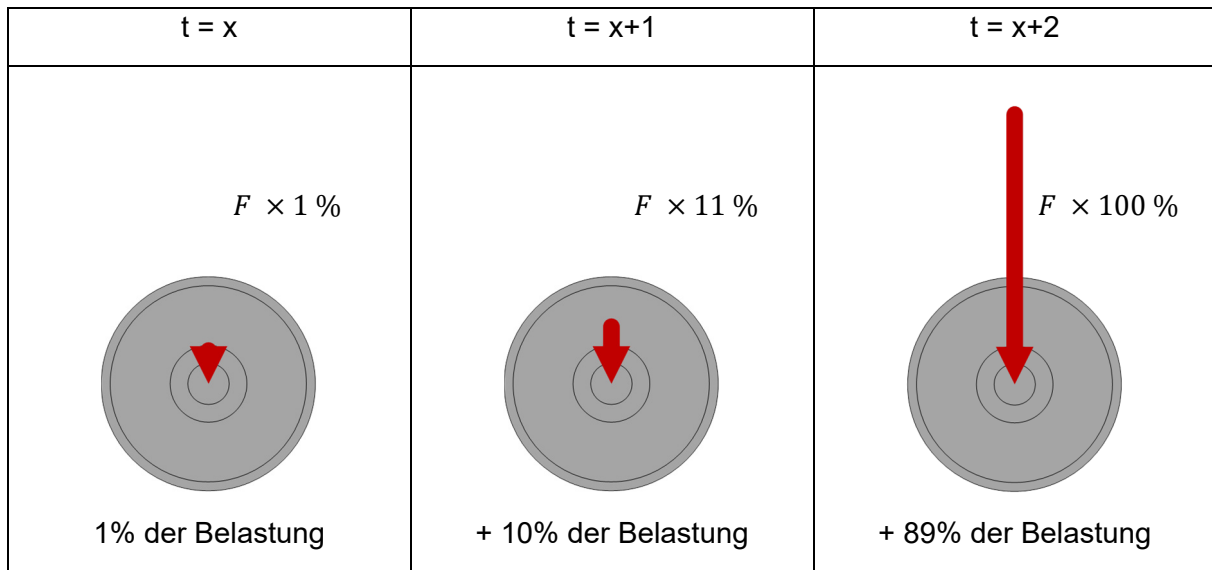


Abb. 47: Systematischer Aufbau der Zeitschritte [U1]

Der zweite und dritte Baustein sind die Zeitfunktion und die einwirkenden Belastungskräfte. Die Zeitfunktion beschreibt die Größe der Magnitude der Belastung über die Zeit t . Bei der Modellierung der statischen Analyse wird die Zeitfunktion $f_{sta_501}(t) = t \{W_{fsta_501} = [0;1]; D_{fsta_501} = [0;0,1]\}$ aus Abb. 48 genutzt. Mit der Zeitfunktion $f_{sta_501}(t)$ wird die Verschiebung in die globale Z-Richtung erstellt, um die Radsatzlast auf den Schienenköpfen im statischen Zustand zu modellieren. Die Verschiebung wird am zentralen Punkt (vgl. Kapitel 4.1) des Radsatzes eingeleitet und muss größer als der Abstand zwischen Radlaufläche und Schienenkopf sein.

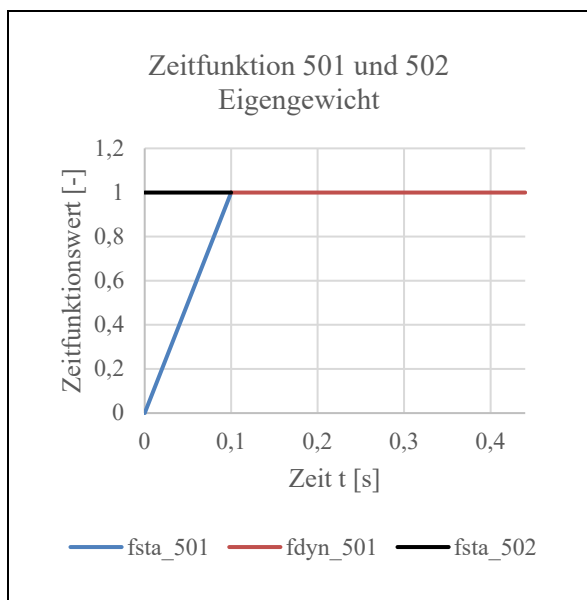


Abb. 48: Zeitfunktion f_{sta_501} , f_{sta_501} und f_{dyn_501}

Sie darf nicht zu groß gewählt werden, sodass der Kontakt langsam zustande kommt. An die Verschiebung ist die Bedingung geknüpft, dass die Verschiebung des Radsatzes gestoppt wird, sobald am zentralen Punkt des Radsatzes die maximale Radsatzlast erreicht ist. Die maximale Radsatzlast wird mit der Option „unload=Force“ vorgegeben. Die Bedingung muss an eine linear konstante Zeitfunktion gebunden sein, um eine zeitunabhängige maximale Grenze zu definieren. Die Zeitfunktion der Bedingung ist $f_{sta_502}(t) = \text{konst.} = 1 \{W_{fsta_502} = [1;1]; D_{fsta_502} = [0;0,1]\}$. Die Bedingung ist gemäß der Zeitfunktion $f_{sta_502}(t)$ bei der Zeit $t = 0,1$ s erfüllt und damit wird eine konstante Radsatzlast etabliert. Sie kann in einer dynamisch-impliziten Analyse fortgesetzt werden.

Für die Modellierung der Temperatureinflüsse müssen in der statischen Analyse die Flächen oder die Körper der Temperaturänderung mit der Zeitfunktion $f_{sta_503}(t) = t$ ($W_{fsta_503} = [0;1]$; $D_{fsta_503} = [0;0,1]$) bestimmt sein, allerdings mit einer Magnitude von 0. Der Grund ist, dass es bei einer Neustart-Analyse von der statischen auf die dynamisch-implizite Analyse immer zu einem Abbruch kam, da ADINA-S die Modellierung als ungleich betrachtet. In einer Neustart-Analyse ist es nicht zulässig, die Geometrie zu ändern. Allerdings ist die Änderung von Belastungen, Zeitschritten und Zeitfunktion möglich. Weitere Variablen, die in ADINA-AUI geändert werden können, werden beim Fahrwegmodell nicht in Anspruch genommen, wie zum Beispiel die Änderung von Toleranzen [B14] für die Iterationsschritte.

Die Modellierung der Belastung für die dynamisch-implizite Analyse besteht aus der Radsatzlast, der Rollbewegung, dem Sinuslauf und der Temperaturbelastung. Die Radsatzlast, die in der statischen Analysis bereits etabliert wurde, wird mit der Zeitfunktion $f_{dyn_501}(t) = konst. = 1$ ($W_{fdyn_501} = [1;1]$; $D_{fdyn_501} = [0,1;0,44]$) fortgeführt (vgl. Abb. 48). Die konstante Rollbewegung des Radsatzes über die Schienen wird mithilfe der Rotation um die Y-Achse des zentralen Knotens eingeleitet. Bei geringen Rollgeschwindigkeiten oder beim Beschleunigungsvorgang des Radsatzes könnte die Änderung der Tangentensteigung bei der Zeitfunktion $f_{dyn_504}(t)$ am Punkt $[0,1;0]$ abgeändert werden, um einen sanfteren Übergang zu erstellen. Die abrupte Steigerung der Rotation des zentralen Knotens des Radsatzes führt zu einer Rollbewegung, die jedoch aufgrund der hohen Winkelgeschwindigkeit nur marginale Haftung hat, wodurch ein Gleiten in der Kontaktzone herrscht. Der Beschleunigungsvorgang ist über die Zeit mit einem

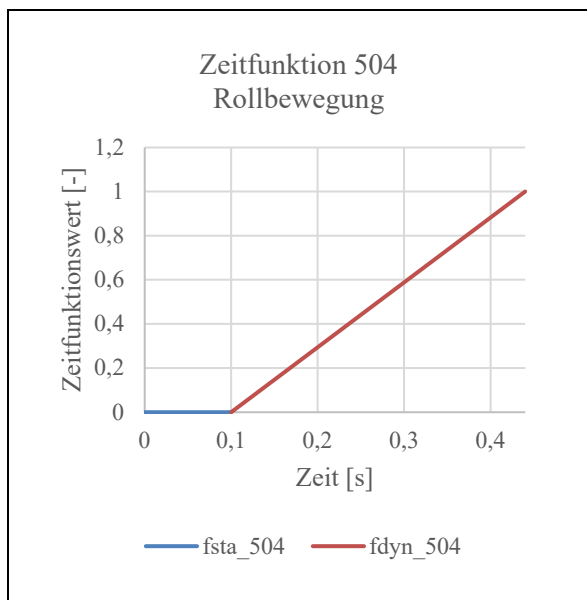


Abb. 49: Zeitfunktion f_{sta_504} und f_{dyn_504}

längeren Zeitintervall und Überrollweg zu modellieren. Das Modell wird durch die Verlängerung des Laufweges deutlich größer bei gleichbleibender Netzgröße. Alternativ ist eine initiierte Bedingung zu setzen. Mit der Bedingung wird eine Anfangsgeschwindigkeit von 27,78 ($\triangleq 100$ km/h) bzw. 33,33 m/s ($\triangleq 120$ km/h) für den Radsatz angenommen. Die Zeitfunktion $f_{dyn_504}(t)$ kann, wie in Abb. 49 dargestellt, bestehen bleiben ohne eine zu große Gleitfläche in der Kontaktzone zu erhalten. Mit der initiierten Bedingung ist das COULOMBSche Reibungsgesetz eingehalten und es herrscht eine ausreichende Haftung des Radsatzes bei einer Geschwindigkeit von 27,78 bzw. 33,33 m/s.

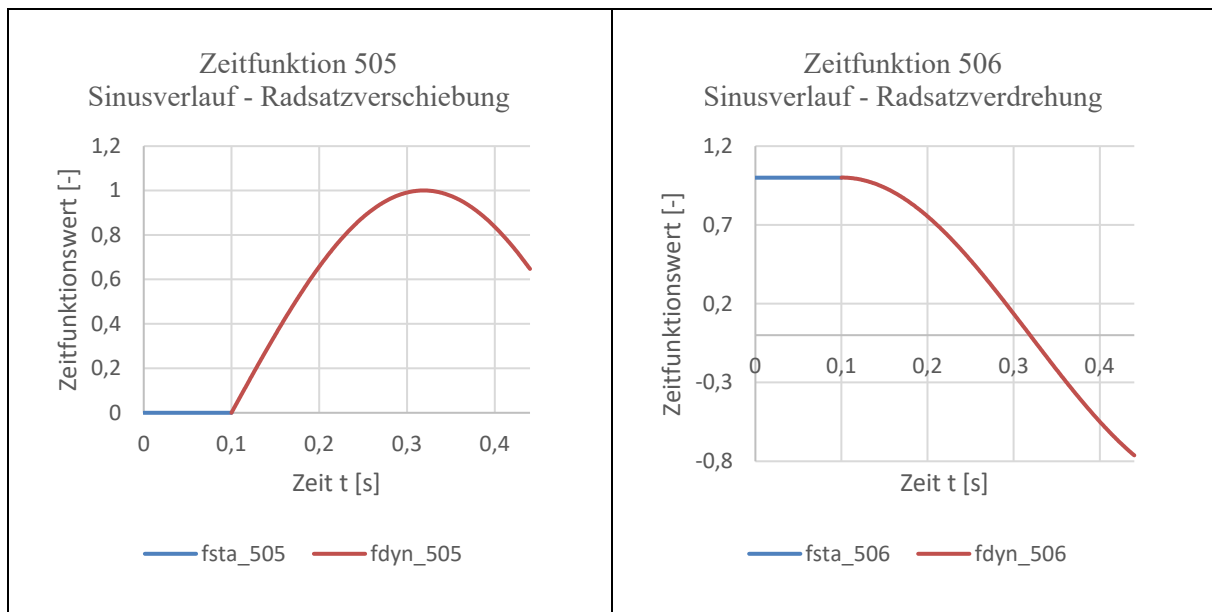


Abb. 50: Zeitfunktion f_{sta_505} und f_{dyn_505}

Abb. 51: Zeitfunktion f_{sta_506} und f_{dyn_506}

Die Zeitfunktionen für den Sinuslauf bestehen aus der Radsatzverschiebung in Querrichtung $u_y(t)$ und der Radsatzverdrehung $\varphi_z(t)$. Die Radsatzverschiebung ist in Abb. 50 mit der Funktion f_{dyn_505} basierend aus Gl. 11 dargestellt. Die Radsatzverdrehung in Abb. 51 f_{dyn_506} geht aus der Gl. 12 hervor. Beide Funktionen müssen diskret, mit einer Schrittzahl als polygonale Kurve in ADINA-AUI eingegeben werden, da eine periodische Funktion nicht eingegeben werden kann.

Der Radsatz wird mit maximaler Verdrehung mittig auf das Gleisrost gesetzt. Ein Versatz der geometrischen Struktur des Radsatzes führt dazu, dass alle Überrollkombinationen über den Oberbau dargestellt werden können.

Eine Temperaturbelastung infolge von klimatischen Veränderungen kann auf den Fahrweg einwirken. Diese Belastung kann als quasi-statisch angenommen werden, da sie sich nur langsam verändert. Hierbei müssen zwei Belastungsvarianten unterschieden werden: zum einen eine Erwärmung der Oberflächen durch Sonneneinstrahlung bzw. Abkühlung durch Wind (s. Abb. 52), zum anderen eine Temperaturveränderung mit Bezug auf die Einbautemperatur der Konstruktionselemente. Die Druckbelastung in den Schienen hat einen größeren Einfluss auf die Verformung des Gleisrostes als Zugbelastungen. Im Schotterbett wirken die Druckspannungen zwischen den Schwellen und dem Schotter ebenfalls höher belastend als eine Temperaturveränderung, die zu Zugbelastungen im Schotteroberbau führt. Es kann in beiden Belastungsvarianten von einer positiven Temperaturveränderung ausgegangen werden. Die Zeitfunktion der Temperaturerhöhung ist $f_{dyn_503}(t) = \text{konst.} = 1$ $\{W_{fdyn_503} = [1;1]; D_{fdyn_503} = [0,1;0,44]\}$.

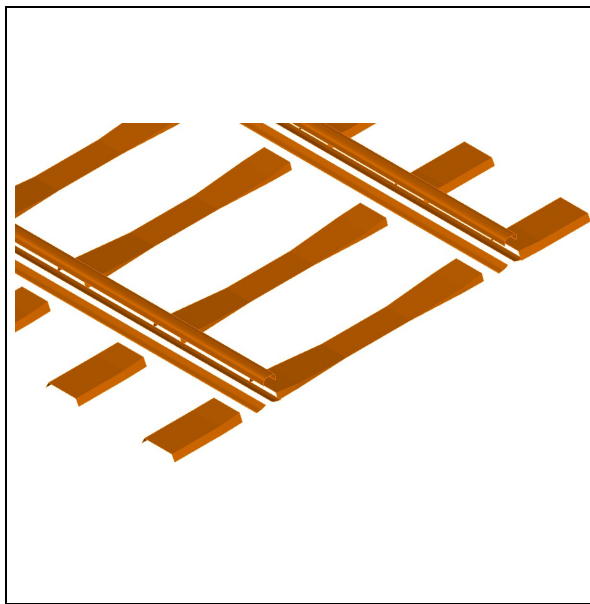


Abb. 52: Temperatureinfluss auf den Fahrweg – Visualisierung (Ausschnitt)

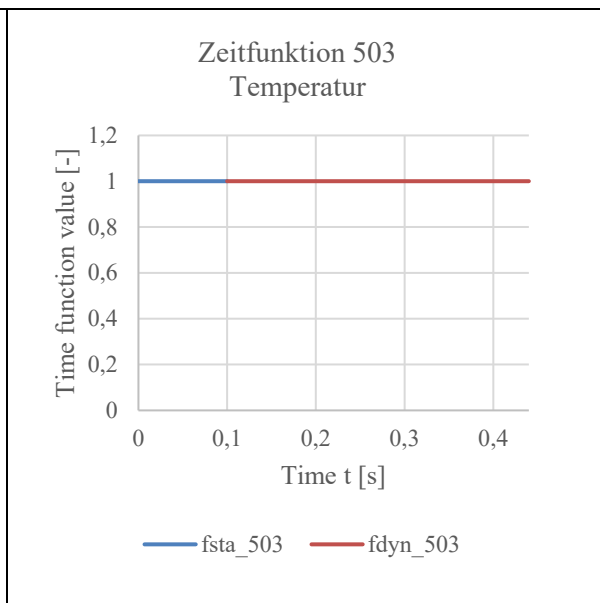


Abb. 53: Zeitfunktion f_{sta_503} und f_{dyn_503}

Der dritte Baustein bestimmt alle weiteren Belastungseinstellungen, wie den Angriffspunkt, die zugehörige Zeitfunktion, die Ankunftszeit (Einstelloption in ADINA für Belastungen - Zeitlicher Versatz von Zeitfunktionen), die Kraftentladeeinstellungen als auch die Magnitude und deren Richtung. Die Anzahl der verfügbaren Parameter richtet sich dabei an den jeweiligen Belastungstyp. Bei der Modellierung kommen dabei lediglich resultierende Kräfte, Verschiebungen und Temperaturbelastung zum Einsatz. Die Temperatur ist als Belastung definiert, jedoch kann nur die Magnitude bzw. die Gradzahl festgelegt werden. Sie ist zwischen 0 und 43° C anzusetzen (vgl. Kapitel 3.1).

Bei der dynamisch-impliziten Analyse wird eine resultierende Einzelkraft für die Radsatzlast verwendet, sie definiert sich über die Magnitude der Radsatzlast, die Zeitfunktion f_{dyn_501} , die Ankunftszeit $t_0 = 0$ und eine vertikale Krafrichtung [$u_x=0$; $u_y=0$; $u_z=-1$]. Verschiebungen für die Rollbewegung und den Sinuslauf werden über die Zeitfunktionen f_{dyn_504} bis f_{dyn_506} , die Ankunftszeit $t_0 = 0$ und die FG [u_x ; u_y ; u_z ; ϕ_x ; ϕ_y ; ϕ_z] definiert. Die Werte der FG der Verschiebung können dabei null oder frei sein oder eine irrationale Zahl annehmen.

Die Richtung und die Magnitude der Verschiebungen eines vereinfachten dynamisch-impliziten Rad-Schienenkopf-Modells zeigten, dass Verträglichkeitsprobleme bei der Belastungskombination von Rollbewegung, Radsatz- und Radsatzverdrehung auftreten. Es kam dazu, dass der Radsatz teilweise von der linken oder rechten Schiene abkam. Eine wechselnde Belastung der zwei Schienenköpfe trat auf (s. Abb. 54). Ein erweitertes einfaches Modell zeigte das gleiche Bewegungsmuster an den Schwellensohlen (s. Abb. 55). Die Tab. 11 stellt die gesetzten Freiheitsgrade für die Rollbewegung und den Sinuslauf dar.

Freiheitsgrad	u_x	u_y	u_z	φ_x	φ_y	φ_z
Einheit	mm	mm	mm	rad	rad	rad
Rollbewegung	0	<i>Frei</i>	<i>Frei</i>	Fix durch Modell FG	51,3	0
Radsatzverschiebung	<i>Frei</i>	-4,5	<i>Frei</i>		<i>Frei</i>	<i>Frei</i>
Radsatzverdrehung	<i>Frei</i>	<i>Frei</i>	<i>Frei</i>		<i>Frei</i>	2,322E-3

Tab. 11: Dynamische Belastung durch Verschiebungen über die Zeit und deren ange-setzte Freiheitsgrade

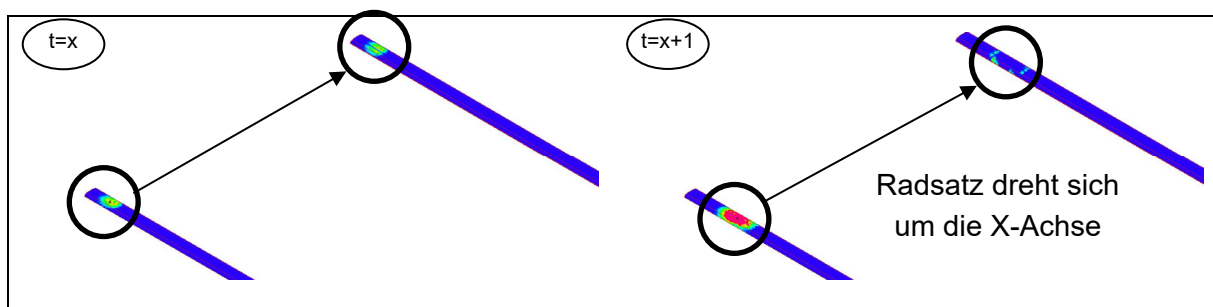


Abb. 54: Verträglichkeitsprobleme der Belastungen – Darstellung an der Schiene (Vergleichsspannung)

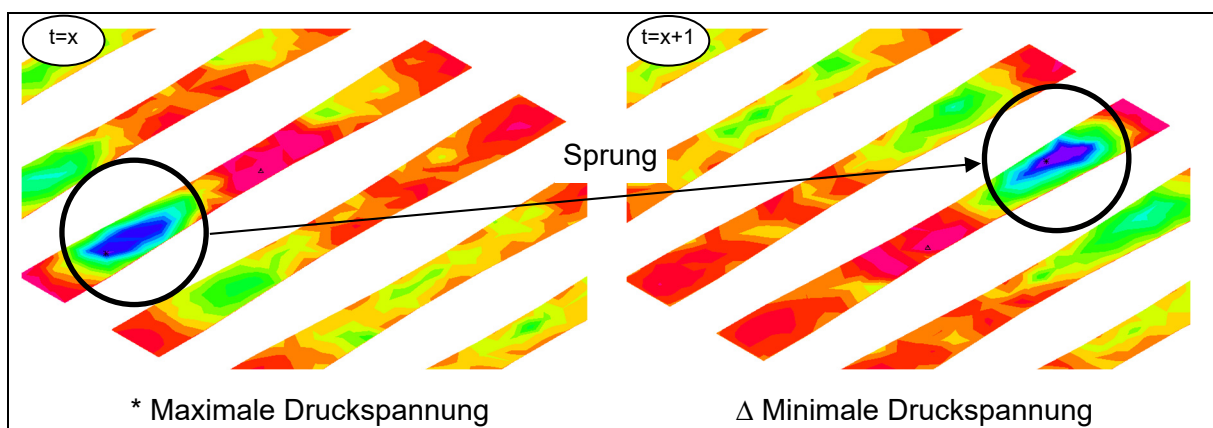


Abb. 55: Verträglichkeitsprobleme der dynamischen Belastungen – Systematische Darstellung an der elastischen Betonschwellensohle (Druckspannungsdarstellung)

Die Verträglichkeitsprobleme konnten durch eine Veränderung der Freiheitsgrade nicht gelöst werden, dabei wurden alle Möglichkeiten der Variation anhand eines Ersatzmodells (vgl. Abb. 54) getestet und analysiert. Das Resultat der Verträglichkeitsprobleme führt zu einer statischen Analyse nach DAMME [V2] oder der Vernachlässigung der Radsatzverdrehung um die Z-Achse bzw. separaten dynamischen Modelle. Die Radsatzverdrehung wird aus diesen Gründen nicht modelliert. Im gesamten Modell kann nun der FG in Z-Rotation fixiert werden, da

auch keine weitere Belastung den Modelloberbau um Z verdreht. Die Belastungen aus Rollbewegung und Querverschiebung erwiesen sich als verträglich und stabil.

4.7 Löser und Lösungsberechnungseinstellungen

Die statische und dynamisch-implizite Analyse des Fahrwegmodells können durch den „Sparse“-Löser und den „3D-Iterative“-Löser berechnet werden. Der „Sparse“-Löser ist generell mit nur einigen Ausnahmen anwendbar und ist der robusteste und zuverlässigste Löser – er ist der Standard-Löser in ADINA-AUI. Die Berechnungszeit, die der „Sparse“-Löser benötigt, ist ungefähr quadratisch zur Steigerung der Anzahl der Gleichungen, während der „3D-Iterative“-Löser eine lineare Berechnungszeit mit steigender Anzahl von Gleichungen aufweist. Dadurch ist der Standard-Löser bei größeren Berechnungen von der Berechnungszeit ineffizienter als der „3D-Iterative“-Löser. Die Nutzenschwelle liegt ungefähr bei einer halben Million Gleichungen. Der letzte zu betrachtende Löser ist der „Nonsym. Sparse“-Löser, der für nicht symmetrische Matrizen genutzt werden muss, wie zum Beispiel eine Bodenmodellierung mit Dilatanzwinkel beim Materialmodell MOHR-COULOMB. Durch die nicht gegebene Matrizen-symmetrie muss deutlich mehr Zeit für die Berechnung der Lösungen aufgewendet werden. [B14]

Die verwendeten Löser „Sparse“ und „3D-Iterative“ lösen lineare als auch nicht lineare Gleichungen, wie beispielsweise die Kontaktproblemstellung. Die linearen Gleichungen werden durch das GAUSSsche Eliminierungsverfahren und die nicht linearen Gleichungen durch das NEWTON-RAPHSON-Verfahren bestimmt. [B13]

$KU = R$	${}^{t+\Delta t}R - {}^{t+\Delta t}F = 0$
<i>Gl. 48: Statische Analyse – Lineare Gleichungsmatrix [B13]</i>	<i>Gl. 49: Statische Analyse – Nicht lineare Gleichungsmatrix [B13]</i>

Die dynamische Analyse gliedert sich in implizit und explizit. Der Unterschied besteht in der Herangehensweise durch die Zeitschritte bzw. Iterationen. Die implizite Analyse ist im Gegensatz zur expliziten Analyse langsamer in der Gesamtberechnung. Außerdem benötigt die explizite Analyse einen Zeitschritt, der kleiner als der kritische Zeitschritt (Konvergenzherausforderung) ist. Der Zeitschritt ist in ADINA-AUI einzugeben. Des Weiteren sind bei der expliziten Analyse die Zeitschritte nicht iterativ, dadurch ist die Berechnungszeit pro Zeitschritt nicht so anspruchsvoll wie bei der impliziten Analyse. Die Tatsache, dass die explizite Analyse in den Zeitschritten nicht iterativ ist, bedeutet, dass „High Class Elements“ (11-Knoten Tetrahedral oder höheren Grades) nur als implizite Analyse bestimmt werden können [B14]. Es wird dadurch eine dynamisch-implizite Analysis für das Fahrwegmodell verwendet.

$M {}^{t+\Delta t}\ddot{U} + C {}^{t+\Delta t}\dot{U} + K {}^{t+\Delta t}U = {}^{t+\Delta t}R$	$M {}^{t+\Delta t}\ddot{U} + C {}^{t+\Delta t}\dot{U} + {}^tK U = {}^{t+\Delta t}R - {}^tF$
--	---

Gl. 50: Dynamische Analyse – Lineare Gleichungsmatrix [B13]

Gl. 51: Implizite dynamische Analyse – Nicht lineare Gleichungsmatrix [B13]

Jeder Löser berechnet die Lösung iterativ, dabei ist das Modell nicht zwangsweise in allen Zeitschritten konvergent. ADINA stellt ein Tool zur automatischen Anwendung von angepassten Zeitschritten – „Automatic-Time-Stepping (ATS)“ – zur Verfügung. Die Zeitschritte können sowohl größer als auch kleiner werden. Im Regelfall werden die Zeitschritte kleiner, sofern in einem Iterationsschritt keine Konvergenz erreicht wird. Die Anpassung ist intensiv in der Berechnungszeit und sollte als Indikator dienen, um das Modell gegebenenfalls abzuändern. Die Intensität der Anpassung beruht darauf, dass ein Iterationsvorgang zuerst als nicht konvergent ermittelt werden muss, um dann erneut einen Zeitschritt festzulegen [B14]. Da die Iterationsvorgänge oszillieren (vgl. Abb. 57) oder erst nach der maximalen Anzahl an Iterationsschritten konvergent sein können, kann der Iterationsvorgang zu bestimmten Zeitschritten deutlich zeitintensiver sein.

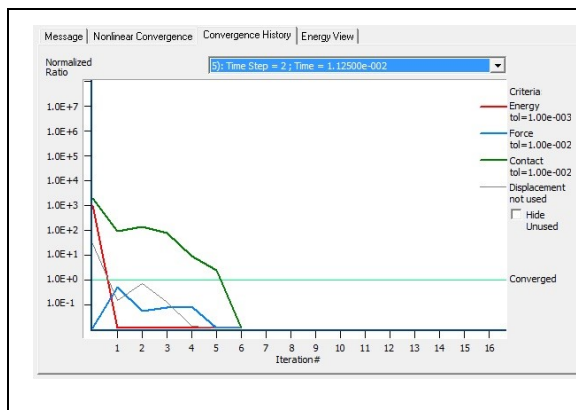


Abb. 56: Iterationsergebnisse konvergieren

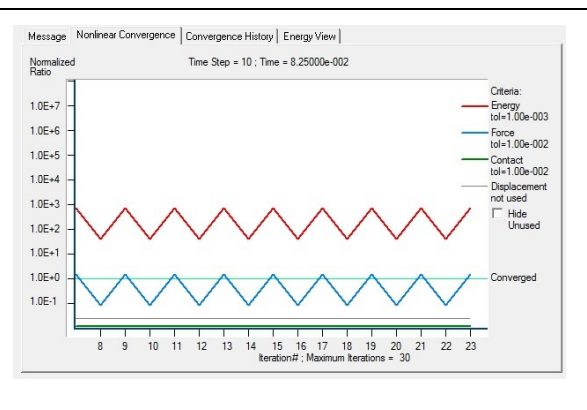


Abb. 57: Iterationsergebnisse oszillieren

Ein weiteres Werkzeug für die Zeitschritte ist die Belastungs-Verschiebungs-Kontrolle – „Load-Displacement-Control (LDC)“, die für Kollaps-Analysen genutzt wird. Sie wird verwendet, um die nicht linearen Gleichungen zu lösen, bis das Modell kollabiert. Es bestimmt die maximale Belastung und dient zur Ermittlung der Einflusszahlen. [B14]

Bei allen Lösern können Toleranzen gesetzt werden, die Toleranzen sind ein Kriterium für die Energie und (minimale Referenz-) Kontakt-Energie. Bei den Toleranzen sind die vorgegebenen Werte von ADINA genutzt worden, jedoch wurde die Kontakt-Kraft-Toleranz von 0,05 auf 0,01 gesetzt, dies zeigte eine verbesserte Konvergenz. Eine Minderung der Toleranz minimiert den Diskretisierungsfehler, der im schlechtesten Fall bei weiteren Iterationen steigt und das

Modell nicht konvergieren lässt bzw. eine Oszillation der Berechnungsergebnisse verursacht (vgl. Abb. 56 mit Abb. 57). Eine Verminderung der Toleranz kann zu einer erhöhten Konvergenz-Wahrscheinlichkeit führen.

Die Ergebnisse des FE-Modells, die durch den entsprechenden Löser und dessen Hilfswerkzeuge erzeugt werden, können bei hochkomplexen Modellen, wie dem Fahrwegmodell, nur aus einer abgestimmten Kombination erzeugt sowie mit einer Ergebnisvalidierung bestätigt werden. Die Hilfswerkzeuge und die Variablen, die für die Ergebnisvalidierung abgestimmt werden müssen, sind in Abb. 58 zusammengestellt. Ein nicht korrekt eingestelltes Hilfswerkzeug, die falsche Wahl der Toleranzen oder Iterationen können bereits zu einem nicht konvergenten Modell führen.

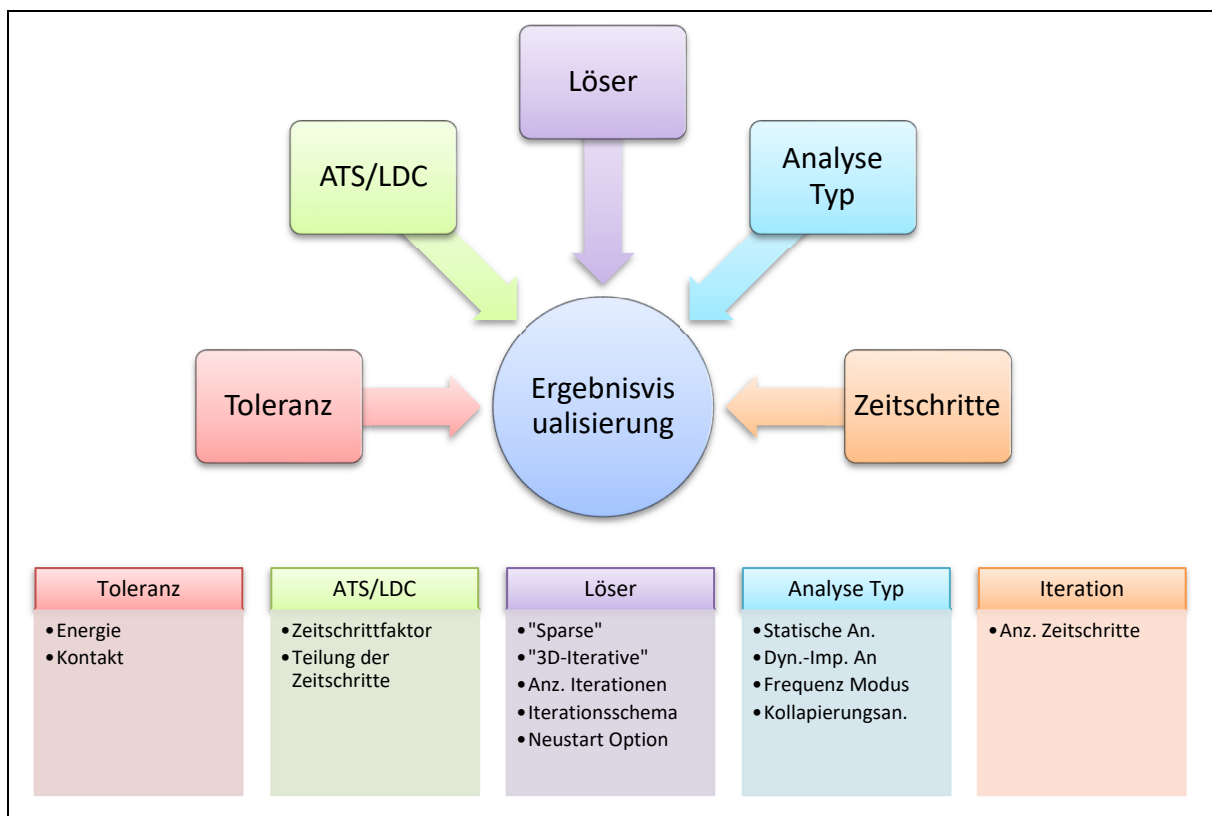


Abb. 58: Fahrwegmodelleinstellungen

4.8 Bemessungsgrößen der FEM-Ergebnisausgabe

Für die Beurteilung der Spannungsverläufe des Fahrwegmodells werden die Bemessungsgrößen anhand der Vergleichsspannung („Effektive Stress“) nach Mises, der Druckspannung („Pressure“), der Maximalen Scherspannung („Max-Shear-Stress“), Spannungen („Stress“) in Richtung X, Y sowie in Z (vgl. Abb. 59) und der Normalspannung („Sigma-Norm2“) bestimmt. Außerdem werden Verschiebungen („Displacement“) in X, Y und Z bestimmt, die aus den

Spannungsverläufen resultieren. Die Spannungsverläufe sind interpolierte Wertverläufe zwischen den einzelnen Knoten mit deren Verschiebungen und Kräften. Mithilfe der Bemessungsgrößen bzw. Spannungsverläufe können Vergleiche zwischen Modellvarianten erstellt werden oder auch Vergleiche zu Messergebnissen und Ergebnissen von Ersatzmodellen getroffen werden. Es wird ein Fokus auf die Bemessungsgrößen in der FEM-Ergebnisausgabe gelegt, die auch mithilfe von Laborversuchen, Gleisvermessungen und Kraftaufnehmer-Sensoren, wie einfach gelagerten und kalibrierten Stahl-Druckplatten mit applizierten Dehnungsmessstreifen [F4] zu bestimmen sind. Der Vergleich der FEM-Ergebnisausgabe soll praxisnah mit Messungen und Versuchen validierbar sein.

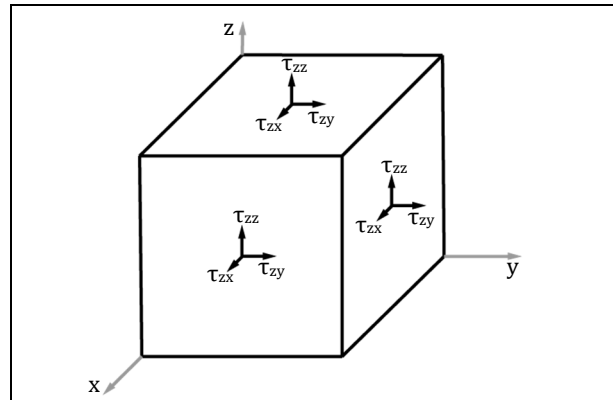


Abb. 59: Räumlicher Spannungszustand

Die Hauptspannungen, die theoretische Spannungen darstellen, an denen die Schubspannung gleich null ist, werden aufgrund der fehlenden Bestimmung mittels Messungen oder Versuchen somit nicht betrachtet.

Aufgrund der kohärenten SI-Einheiten werden Spannungen in Newton pro Meter und Verschiebungen in Metern angezeigt.

4.8.1 Vergleichsspannung

Die Vergleichsspannung nach MISES (s. Gl. 52), auch bekannt unter der Gestaltänderungshypothese, beschreibt die äquivalenten räumlichen Spannungszustände auf dem einaxialen Spannungszustand (vgl. Abb. 59 mit Abb. 60). Der einaxiale Spannungszustand kann mithilfe des einaxialen Zug- bzw. Druckversuchs unter Laborbedingungen bestimmt werden. Der einaxiale Zugversuch wird für Radsätze [N17], für Vignolschienen [N18], durchgeführt aber auch für den Spannstahl [N19] und Beton [N19] der Spannbetonschwellen. Des Weiteren werden die Zugfestigkeit für die elastischen Lager [N20] und das Schottermaterial bestimmt. Die Bestimmung der Zugfestigkeit des Schotters ist jedoch mit einem hohen versuchstechnischen Aufwand verbunden [B17] außerdem kann nur das Gestein geprüft werden und nicht das Korngerüst an sich. Der einaxiale Druckversuch bietet sich

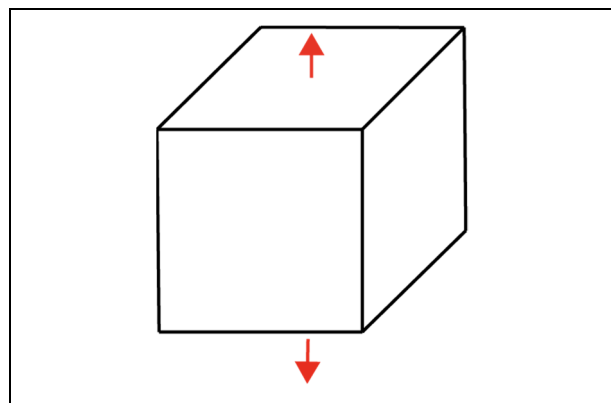


Abb. 60: Einaxialer Spannungszustand

für undrainede bindige Böden an [N21]. Nicht bindige Böden mit einer Korngröße größer bzw. gleich 22,4 mm sind ungeeignet für den Versuch, da der Druckversuch aus einer zylinderförmigen Probe abgeleitet wird. Die Vergleichsspannung wird daher für den Schotter nicht in Betrachtung gezogen.

Die ermittelten Ergebnisse aus dem einaxialen Zugversuch ermöglichen den Vergleich mit der theoretisch ermittelten Vergleichsspannung im FE-Modell. Die Vergleichsspannung wird über die Gl. 52 in ADINA-S bestimmt.

$$\sigma_e = \sqrt{0,5 \times \left((\tau_{xx} - \tau_{yy})^2 + (\tau_{yy} - \tau_{zz})^2 + (\tau_{zz} - \tau_{xx})^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2) \right)}$$

Gl. 52: Vergleichsspannung nach Mises [B14]

4.8.2 Druck-, Scher- und Normalspannung im Schotterbett

Mithilfe des Triaxialversuchs [N22] können die Spannungen in Richtung X, Y sowie Z (vgl. Abb. 59) des Schotters und damit die mittlere Druckspannung bestimmt werden, des Weiteren der effektive Scherparameter und der effektive Reibungswinkel.

Abb. 61 veranschaulicht im Schotterquerschnitt die entstehenden Kräfte an den Kontaktflächen im Korngerüst. In den Querschnittsabschnitten mit der höchsten Druckbelastung ist dadurch auch die höchste Biegezugbelastung zu erwarten. Neben den Druckbelastungen sind im Schotter auch die Scherkräfte relevante Belastungskriterien im Hinblick auf die Abnutzung bzw. den Abrieb des Schotters aber auch den Widerstand gegen Bruchzustände [B18]. Die Normalspannungen und die Scherspannungen werden im direkten Scherversuch bestimmt.

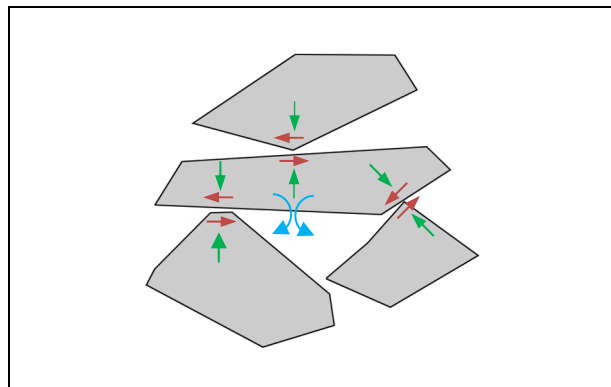


Abb. 61: Beanspruchung der Schotterkörner durch Biegezug und Druck bzw. Abscheren

Die Druckspannung wird aus den räumlichen Spannungszuständen (vgl. Abb. 59) ermittelt und zwar als Durchschnittswert der Spannungsrichtungen in X, Y und Z gem. Gl. 53.

$$p = -\frac{\tau_{xx} + \tau_{yy} + \tau_{zz}}{3}$$

Gl. 53: Druckspannung [B14]

4.8.3 Verschiebungen

Die resultierenden Verschiebungen aus den Spannungsverläufen beziehen sich auf die Knotenverschiebungen oder die Elementverschiebungen in Richtung der Koordinatenachsen gem. Gl. 43. Knotenverdrehungen und Verschiebungen in die Hauptspannungsrichtung sollen nicht betrachtet werden, da diese für das Modell nicht relevant sind.

4.9 Ergebnisvalidierung

Die Modellierung aus Kapitel 4.1 bis 4.7 muss auf Plausibilität geprüft werden, um zu bestimmen, ob die Modellierung den Lastfall zuverlässig und effizient darstellen kann. Die Plausibilitätsanalyse soll mithilfe von analytischen Theorien überprüft werden, dabei sind unter Annahmen Ersatzmodelle aufgestellt worden. Zudem wird auch ein Vergleich mit Messergebnissen durchgeführt, um die Ergebnisse aus dem Modell zu verifizieren. Des Weiteren werden die Modellgenauigkeit bzw. die Elementgröße untersucht, um etwaige numerische Abweichungen zu definieren.

Vereinfachte Modelle bieten die Möglichkeit der effizienten Untersuchung eines Problems unter der Prämisse einer ggf. höheren Abweichung (Fehler) der numerischen Lösung. Unter der Fragestellung - „Wie komplex muss das FEM-Fahrwegmodell modelliert sein?“, wurde ein weniger komplexes Fahrwegmodell (vereinfachtes Modell mit statischer Belastung) für den Vergleich und der Validierung des eigentlichen Modells modelliert. Das vereinfachte Fahrwegmodell wurde bei der Untersuchung des Rollkontakts (vgl. 4.9.3) und des Spannungsverlaufs durch das Schotterbett (vgl. Kapitel 4.9.4 - 4.9.6) verwendet.

Das verwendete vereinfachte FEM-Modell für die Untersuchung der Verläufe der Spannungen im Schotterbett ist ein „Ein-Schweller-FEM-Modell“ (vgl. Abb. 62). Das Modell wird mit einer statischen Einzellast von 100 kN, die mittig auf den Zwischenlagen angesetzt ist, belastet. Die Einzellast wird über feste Verbindungen („Rigid links“) auf die Zwischenlagen übertragen. Neben der Reduzierung des Radsatzes und der Schienen wird auch auf den Untergrund und die Frostschutzschicht verzichtet. Die Geometrie der Zwischenlagen, Spannbetonschwelle, elastischen Sohle wie auch die Schotterschicht und die Planumsschutzschicht sind unverändert zum eigentlichen FEM-Modell in Abb. 63. Durch die Reduzierung ist der Spannungsverlauf durch das Schotterbett im Fokus. Ein weiterer Vorteil ist eine schnellere Berechnung und Variantenauswertung. Die Fokussierung vorhandener Berechnungskapazität kann auf die Erhöhung der Netzdichte und Elementqualität zur Verlaufsoptimierung eingesetzt werden.

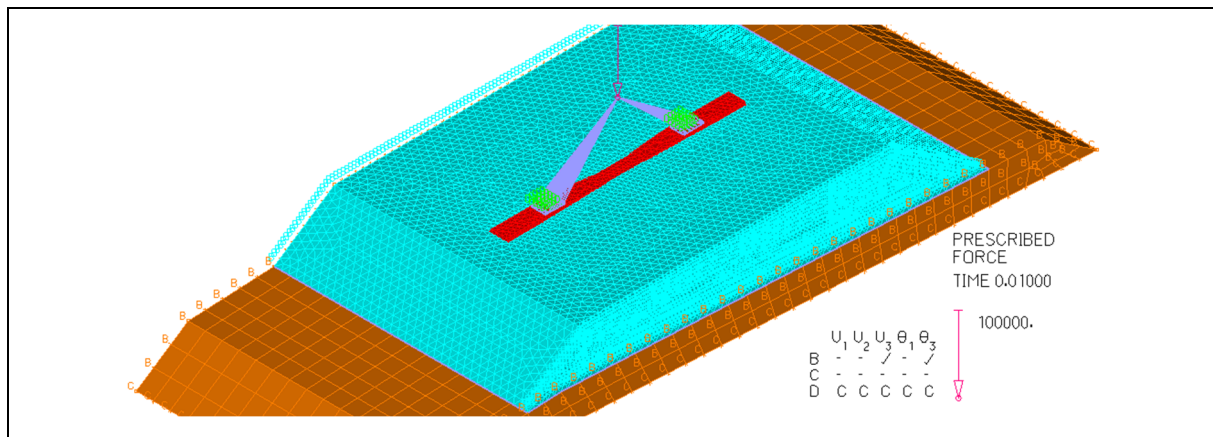


Abb. 62: Vereinfachtes Ein-Schweller-FEM-Modell

Das FEM-Modell gem. Kapitel 4.1 bis 4.7 ist in Abb. 63 dargestellt. Es unterscheidet sich aufgrund der Komplexität des Modells, gegeben durch die Anzahl der Elemente, die Netzdichte, den nicht linearen Anteil in der Kontaktzone wie auch durch die dynamische Belastungsanalyse, grundlegend von den vereinfachten Modellen. Die vereinfachten Modelle zeigen eine deutlich geringere Berechnungsdauer und Ausgangsdateigröße, sodass eine bessere Handhabung bei der Untersuchung gegeben ist. In Kapitel 4.9.7 wird die unterschiedliche Berechnungsdauer des FEM Fahrwegmodells aufgezeigt.

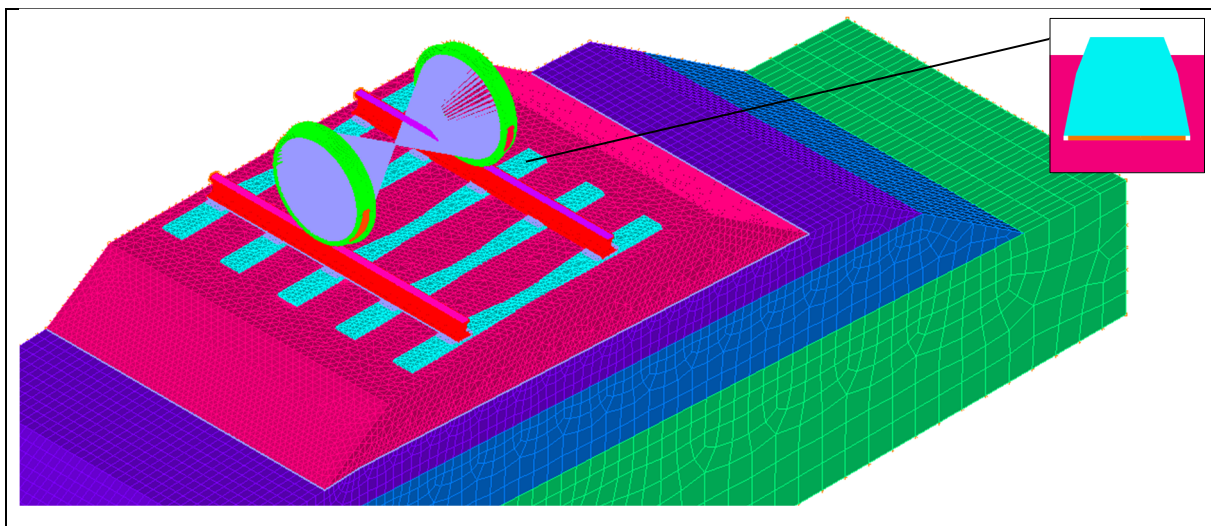


Abb. 63: FEM Fahrwegmodell

Die Länge des Fahrweges basiert auf zwei Faktoren:

- Die Modellierung leitet sich aus dem Fünf-Schweller-Lastabtragungsmodell (vgl. Abb. 26) aus Kapitel 3.3.3 ab, wie auch darauf, dass der

Sinuslauf nicht in seiner vollständigen Komplexität mit der Radachsenverdrehung modelliert werden kann. Vielmehr ist ein marginaler Überrollgang an spezifischen Punkten vorzusehen. Der Ausgangspunkt der Rollbewegung kann dann individuell angepasst werden, sodass verschiedene Sektoren bzw. Überrollvorgänge modelliert werden können.

- Ein weiterer Vorteil ist: Da nur mit einem Fahrwegmodell aus fünf Schwellen gearbeitet wird, kann die verfügbare Berechnungskapazität für die Dichte der Netze, z.B. an den Kontaktflächen zwischen den Konstruktionselementen, aufgebracht werden. An den Übergängen im Oberbau gilt es, die Kontaktfläche zwischen den Konstruktionselementen zu optimieren. Dies geschieht entweder über die Vergrößerung der Kontaktflächen oder über die Dämpfung mit Elastomerbauteilen.

4.9.1 Analytische Theorie mit einem Ersatzmodell nach ZIMMERMANN

Die Zielsetzung der DB ist eine Schieneneinsenkung von circa 1,2 bis 1,5 mm bei einer maximalen Radsatzlast von 20 t. Die Einsenkung ist beim Schotteroberbau nur mit einem hochverdichteten Planum zu erreichen [O20].

Basierend auf dem Ersatzmodell nach Zimmermann wird eine erste Abschätzung der Einsinktiefe und Schotterpressung unter der Schwelle getroffen. Diese Abschätzung nach ZIMMERMANN ist jedoch abhängig von den zugrunde liegenden Annahmen, die eine Abschätzung des Oberbauzustandes und des Bettungsmoduls voraussetzen. Die Theorie nach ZIMMERMANN findet jedoch eine breite Anwendung in der Praxis und soll die erste Kontrolle für die Validierung der Ergebnisse sein. Für den Lastfall aus der Aufgabenstellung mit $F = F_{Sta} = 220 \text{ kN}$ (vgl. Gl. 6) und $v_e = 27,78 \text{ m/s}$ ergeben sich folgende Werte (vgl. Anhang M):

Maximale Schotterpressung	$p_{max} = 172,3 \text{ kN/m}^2$
Maximale Einsinktiefe der Schiene	$y_{max} = 1,38 \text{ mm}$
Maximale Stützkraft	$s_{max} = 58,6 \text{ kN}$

Die Abschätzung der maximalen Schotterpressung, Einsinktiefe der Schiene und maximalen Stützkraft beruht bei ZIMMERMANN auf Messergebnissen mit einer Radsatzlast von 20 t ohne elastische Sohle. Abb. 20 zeigt die sehr unterschiedliche Verformung der Schwellen zwischen weicher und harter Unterkonstruktion, sodass die elastische Sohle, die in dem FEM-Modell verwendet wird, auch einen Einfluss auf die maximale Schotterpressung und die Einsinktiefe ausübt. Die analytischen Ergebnisse nach ZIMMERMANN stellen somit nur eine sehr grobe Abschätzung der Belastung im Schotterbett dar und sollten nicht zur Validierung für das FEM-Modell herangezogen werden.

4.9.2 Messergebnisse nach MÜLLER-BORUTTAU

Mithilfe von Messungen ähnlicher Anwendungsfälle soll der Vergleich zwischen Messergebnissen und dem modellierten Fahrweg gezogen werden, um eine weitere Prüfung der Plausibilität zu ermöglichen. Die Analysen und die daraus resultierenden Messergebnisse von MÜLLER-BORUTTAU konzentrieren sich auf die elastischen Lager und entstehenden Frequenzen im Oberbau [O6]; [O7]; [O20]; [O21]. In Tab. 12 sind die Messergebnisse mit einem Lastfall von 55,56 m/s (200 km/h) und einer Radsatzlast von 20 t aufgelistet, die Messergebnisse basieren auf einem anderen Lastfall als dem zu untersuchenden Lastfall. Die Validierung wird daher mit dem gleichen Lastfall wie von MÜLLER-BORUTTAU durchgeführt. Die Belastung durch die Einzellast wird mit der Gl. 6 ($v = 55,56 \text{ m/s}$; $F_{\text{Sta}} = 196 \text{ kN}$) bestimmt. Die Einzellast wird mit 284 kN angesetzt.

Beschreibung	Einheit	Ohne elast. Sohle			Mit elast. Sohle		
		MÜLLER-BORUTTAU		FEM	MÜLLER-BORUTTAU		FEM
Stat. Steifigkeit Zwischenlage	kN/m	10.000	60.000	60.000	60.000	60.000	60.000
Schwelle	-	B70					
Stat. Steifigkeit Sohle	kN/m	-			35.000	70.000	70.000
Schotterbettdicke	m	0,3					
Dyn. Einsenkung Schiene	mm	2,19	1,09	1,22	1,72	1,42	1,31
Dyn. Einsenkung Schwelle	mm	0,62	0,71	0,86	1,39	1,06	0,95
Dyn. Einsenkung Schotter OK	mm	0,62	0,71	0,86	0,66	0,68	0,95
Dyn. Einsenkung Planum OK	mm	0,50	0,55	0,66	0,52	0,53	0,66
Max. Schotterpressung	kN/m ²	102	131	1.720	113	121	2.221
Max. Planumspresung	kN/m ²	67	87	98	75	79	78

Tab. 12: Plausibilitätsanalyse nach einem Auszug von Messangaben [O6]

Für die Validierung des FEM-Modells werden die Verschiebungen aus der dynamischen Analyse den Messergebnissen von MÜLLER-BORUTTAU gegenübergestellt. Es werden neben den maximalen Verschiebungen im Oberbau der einzelnen Konstruktionselemente auch die maximalen Pressungen bzw. die Z-Spannungen auf dem Planum und im Schotterbett ermittelt.

Alle Maximalwerte des FEM-Modells zeigen, bis auf die Schotterpressung, eine geringe Abweichung zu den Messungen nach MÜLLER-BORUTTAU. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass das FEM-Modell alle Knotenkräfte in den Elementgruppen vergleicht und den Maximalwert ausgibt (vgl. Abb. 64 – Spannung in Z-Richtung), während bei der Messung am Gleis nur ausgewählte Punkte gemessen werden können. Des Weiteren unterliegen die gemessenen Spannungen im Gleisbett einer Streuung. Die Streuung ist dabei durchschnittlich empfindlich (vgl. Tab. 13) und hat somit einen Einfluss auf die abgelesenen Spannungen.

Empfindlichkeit/ Streuung der Signale	Sehr empfindlich = hohe Streuung	Durchschnittl. Emp- findlichkeit = mittlere Streuung	Wenig empfindlich = geringste Streuung
Verformung	Beschleunigung	Schwingschnelle	Schwingweg, Zusammendrückung
Kräfte	Rad-Schiene Kraft	Schwelle-Schotter Kraft	Pressung Unter- kante Schotterbett oder darunter

Tab. 13: Empfindlichkeit des Zeitverlaufes physikalischer Größen gegenüber hochfrequenten Anteilen [O22]

Die maximale Schotterpressung ist beim FEM-Modell um ein Vielfaches höher als bei den Messungen von MÜLLER-BORUTTAU. Abb. 64 zeigt, wo sich die maximale Schotterpressung befindet: am seitlichen Übergang zwischen der mittigen dritten Schwelle und dem Schotterbett und sowohl nahe an der Oberkante des Schotters (FEM-Modell ohne elastische Sohle) als auch an der Schwellensohle (FEM-Modell mit elastischer Sohle). An den lilafarbenen Zonen ist die vertikale Spannung größer als 160 kN und sie stellen die stärkste Belastung im Schotterbett dar. Die Zonen befinden sich direkt am Schwellenrand. Die sehr hohen Z-Spannungen (Max. Schotterpressung) und der Übergang von der Schwelle in den Schotter werden in Kapitel 4.9.5 näher untersucht.

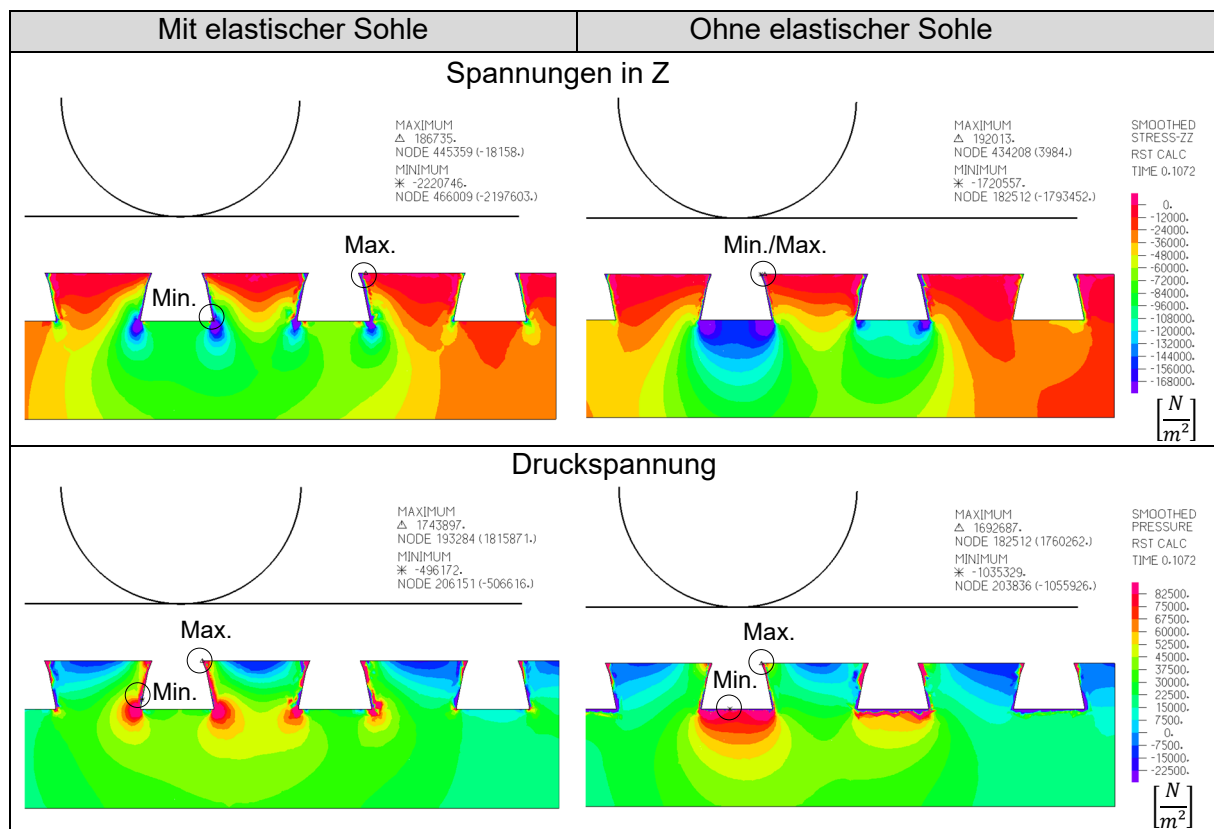


Abb. 64: FEM mit/ohne elastische Sohle und den Lastfall äquivalent zu MÜLLER-BORUTTAU

4.9.3 FEM Rad-Schiene-Kontaktmodell nach DAMME

Die Forschungsergebnisse von DAMME [V2] befassen sich konkret mit der Kontaktspannung zwischen Rad und Schiene. Die Kontaktspannung wird im Schwerpunkt mithilfe der analytischen Theorien von HERTZ und MISES sowie mit einer FEM-Software untersucht. Das Modell beschränkt sich dabei auf den Kontaktbereich zwischen Rad und Schiene. Die Kontaktfläche ist 1,2 mm breit und 1,5 mm lang. Die Materialwerte und Haftbeiwerte sind identisch mit den Werten in Tab. 7. Das Kontaktverhalten in Normalenrichtung wird approximiert. In Tangentialrichtung und für den Roll-Penalty (vergleichbar mit C_F) wird ebenfalls ein Parameter angesetzt. Die Geschwindigkeit des Rades mit dem Profil S1002 ist 55,56 m/s und die Radsatzlast auf dem Schienenprofil 60E1 liegt bei 180 kN. Das statische Rad-Schiene-Kontaktmodell ist in Abb. 65 dargestellt. Die Geschwindigkeit des Radsatzes auf dem Schienenkopf hat einen Einfluss auf die entstehenden Spannungen, denn mit steigender Winkelgeschwindigkeit des Radsatzes vergrößert

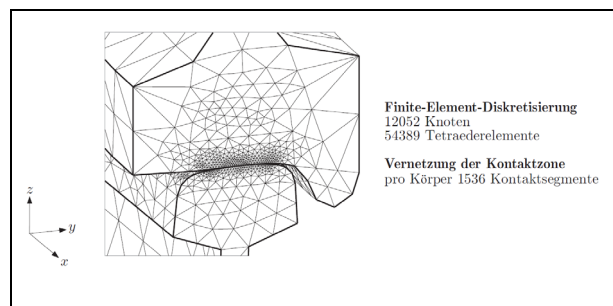


Abb. 65: Verdichtung des Finite-Element-Netzes im vermuteten Kontaktgebiet [V2]

sert sich die Kontakt-Zone zwischen Rad und Schiene [O23]. Für ausgewählte Geschwindigkeiten ist die Kontaktzonenfläche im Anhang N dargestellt.

Abb. 66 und Tab. 14 zeigen, basierend auf der angenommenen Belastung von DAMME [V2], die Verteilung des Kontakt- und Längsdruckes als auch den Querschub auf der Schienenkopfoberfläche. Die Berechnung der jeweiligen Kontaktkonstellationen erfolgt dabei mit separaten FEM-Modellierungen. Die Kontaktkonstellationen zeigen eine Veränderung der Spannungen zwischen Rad und Schiene in Abhängigkeit vom Querversatz und von der horizontalen bzw. vertikalen Verdrehung des Rades. Für die Validierung des Fahrwegmodells werden die Form und der Maximaldruck nach DAMME herangezogen.

Querversatz	Kontaktdruck	Längsdruck	Querschub	MISES-Sp.	HERTZ Druck
mm	N/m ²	N/m ²	N/m ²	N/m ²	N/m ²
-3	933E6	2,0E6	19,0E6	588E6	ca. 1.200E6
-1	879E6	1,9E6	23,5E6	521E6	-
0	725E6	1,3E6	44,1E6	423E6	ca. 900E6
1	540E6	0,8E6	47,4E6	313E6	-
2	678E6	1,2E6	65,7E6	385E6	ca. 1.600E6
3	782E6	1,5E6	94,2E6	488E6	-
4	770E6	1,6E6	87,5E6	481E6	ca. 1.300E6
5	643E6	1,0E6	109,8E6	413E6	-

Tab. 14: Ergebnisse der Kontaktspannungsberechnung [V2]

Das in Kapitel 4.9.2 ermittelte FEM-Vergleichsmodell mit den Untersuchungen von MÜLLER-BORUTTAU soll hinsichtlich der Kontaktfläche mit den Kontaktspannungen von DAMME verglichen werden, da die angesetzte Geschwindigkeit identisch ist. Ein Unterschied bei den angesetzten Belastungen ist jedoch vorhanden: Während DAMME 180 kN als Radsatzlast bzw. 90 kN als Radlast (Betrachtung eines symmetrischen FEM-Modells) ansetzt, werden beim Fahrwegmodell die statische Belastung und auch die dynamische Zusatzbelastung angesetzt.

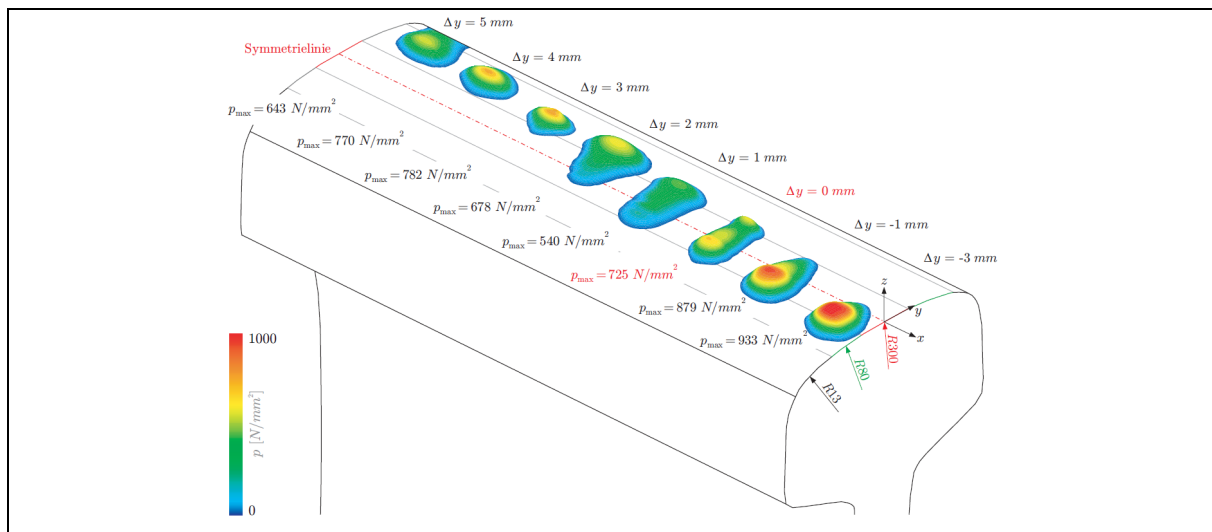


Abb. 66: Veränderung der Kontaktgebiete bei Querverschiebung des Radsatzes [V2]

Abb. 67 zeigt die Kontaktfläche, die beim FEM-Vergleichsmodell mit der Belastung von MÜLLER-BORUTTAU entsteht. Aufgrund der sehr hohen Abweichung wird für die Validierung ein Ersatzmodell modelliert. Das Ersatzmodell ist lediglich aus dem Radsatz und der Schienenkopfoberfläche konstruiert. Die Netzdichte an der Kontaktfläche wurde um circa das 4-Fache erhöht. Um die Konvergenz des Modells aufrechtzuerhalten, mussten die Zeitschritte um ein 4-Faches verringert werden. Durch die Erhöhung der Netzdichte, den linearen Anteil und die Zeitschritte steigen der Berechnungsaufwand und der benötigte Festplattenspeicherplatz.

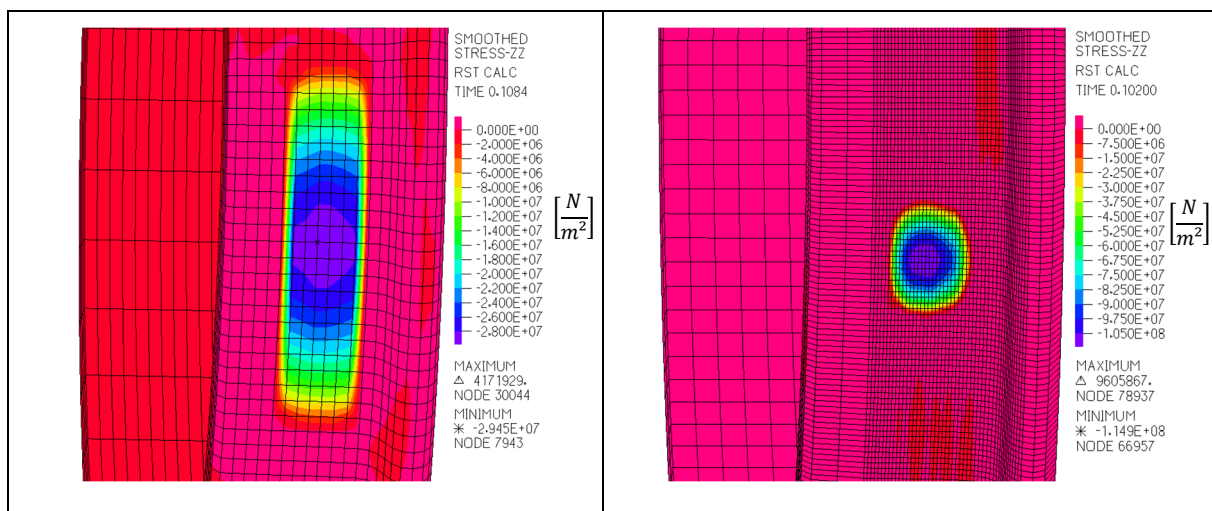


Abb. 67: MÜLLER-BORUTTAU - FEM-Vergleichsmodell

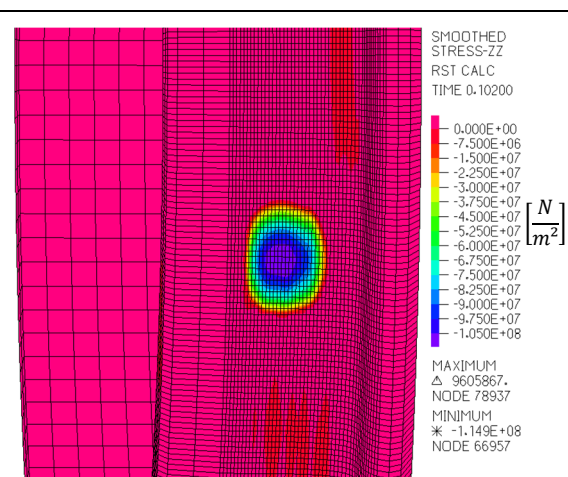


Abb. 68: Kontakt-Ersatzmodell mit erhöhter Netzdichte

Eine Gegenüberstellung der Details zu Netzdichte, Zeitschritten, Berechnungszeit, Gleichungsintensität und Festplattenspeicherverbrauch der jeweiligen Modelle ist in Tab. 15 dargestellt. Die Kontaktfläche des Kontaktersatzmodells ist mit der gewählten Netzdichte noch zu ungenau in der Modellierung der Kontaktzone, da die Kontaktfläche mit einer Breite von 46 mm und einer Länge von 64 mm um ein Vielfaches größer ist als die bestimmte Größe nach HERTZ bzw. DAMME. Die maximale Kontaktspannung im Kontakt-Ersatzmodell weicht im Gegensatz zur Kontaktfläche nur gering ab.

FEM-Faktor	Einheit	FEM-MÜLLER-BORUTTAU	Kontakt-Ersatzmodell
Gefügesteuerungsparameter	-	5E-10	1E-11
Laufflächenunterteilung in X	-	140	450
Netzgrößenabstand in Y	mm	0,8	0,2
Zeitschrittgröße	sec	0,0004	0,0001
<i>Gesamtzahl der Gleichungen</i>	-	3.700.000	1.900.000
<i>Anzahl an Kontaktgleichungen</i>	-	6.700	158.976
<i>Berechnungszeit Sta</i>	std:min	2:17	0:38
<i>Berechnungszeit Dyn</i>	std:min	5:54	3:35
<i>Größe der Ergebnisdatei</i>	GB	15,3	6,5

Tab. 15: Gegenüberstellung von ausgewählten FEM-Faktoren zwischen dem FEM-Vergleichsmodell MÜLLER-BORUTTAU und einem Kontakt-Ersatzmodell

Um den Einfluss der Netzdichte, der Elementtypen wie auch den Gefügesteuerungsparameter in der Kontaktzone näher zu untersuchen, wird ein weiteres Ersatzmodell modelliert.

Das zweite Ersatzmodell veranschaulicht das Problem der Diskretisierung, aber auch der enormen Relevanz des Gefügesteuerungsparameters sowie der entstehenden Differenz des vertikalen Druckes. Abb. 69 zeigt das Ersatzmodell nur mit einer Radlast von 90 kN und einem Gefügesteuerungsparameter von 1E-15. Die Radlast von 90 kN wurde gewählt, um einen Vergleich mit den Werten aus Tab. 14 durchführen zu können. Das Ersatzmodell ist ein 0,2 m langes Schienenkopfstück, das durch ein 20°-Laufflächenstück in einer statischen Analyse auf den Kontaktdruck untersucht wird. Die Symmetrie wurde verwendet, um nur ein Kontaktsegment zu modellieren, das unter dem Schienenkopf eingespannt ist und in Z-Richtung belastet wird. Das Belastungsverfahren mit der vertikalen Verschiebung, der Entladungskraft und der Schienenneigung ist unverändert. Anstelle von 8-Knoten-Quadrilateral-Elementen wurden „High Class“-11-Knoten-

Triangular-Elemente angewendet. Der Löser war immer der „3D-Iterative“, auch bei unter 500.000-Gleichungen.

Die Penetrationsfläche mit einer Größe von ca. 180 mm² muss mit mehreren Elementen modelliert werden. Je mehr Elemente in Penetration kommen, desto besser kann der Kontakt modelliert werden. Trotz einer sehr detaillierten Modellierung der Kontakt-Zone sind nach wie vor geometrische Fehler vorhanden, die das Ergebnis verfälschen. Die starke Diskretisierung und die „High Class“-11-Knoten-Triangular-Elemente lassen die Berechnungszeit für ein sehr kleines Ersatzmodell in Bezug zu einem Fahrwegmodell enorm ansteigen. Dies beruht maßgeblich auch darauf, dass mit steigenden Elementen in der Kontakt-Zone der nichtlineare Anteil steigt.

Bei einer Kontaktnetzgröße von 5 mm sind es lediglich ca. 6 Elemente, die Penetration ausüben. Eine zu geringe Anzahl an Knoten führt zwangsläufig zu Konvergenzproblemen beim dynamischen Modell.

Weiterführend wurde beim Ersatzmodell aus Abb. 69 der Gefügekoeffizient zweimal um 1E-2 erhöht. Dadurch wird die Kontaktfläche „gefügiger“, es kommen mehr Knoten des „Berührers“ in Penetration, die Konvergenzwahrscheinlichkeit steigt, die Kontaktfläche wird größer und die Spannung nimmt ab – bei Erhöhung sinngemäß umgekehrt.

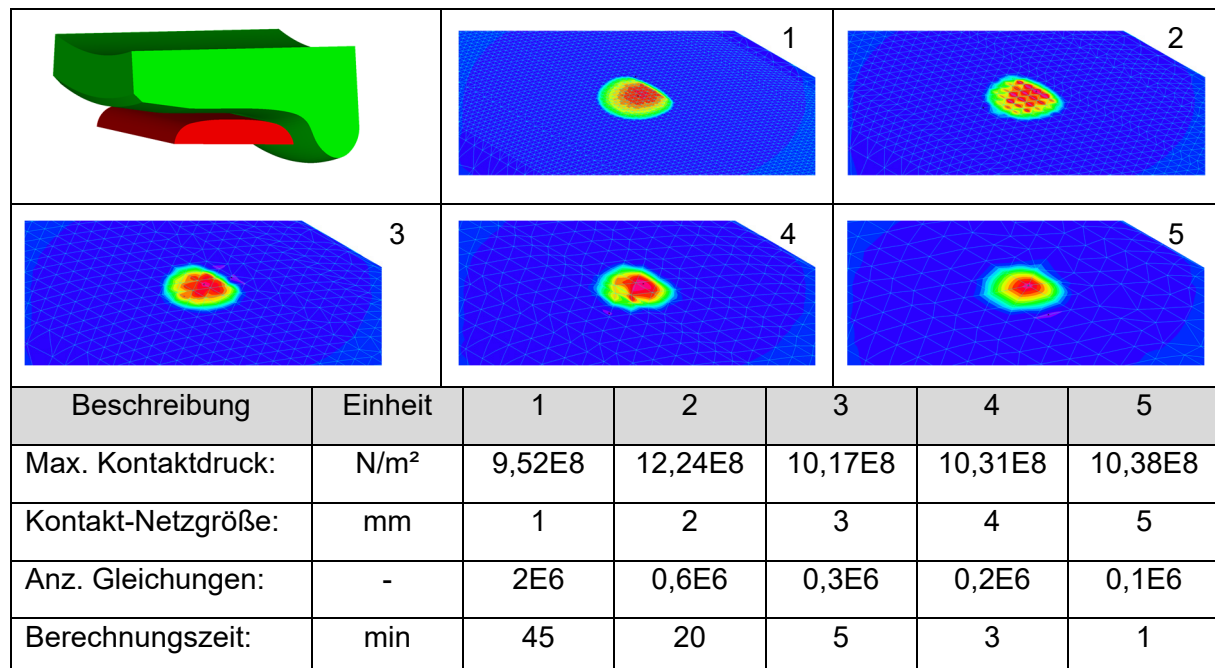


Abb. 69: Einfluss der Elemente auf die Kontaktzone zwischen Rad und Schiene.

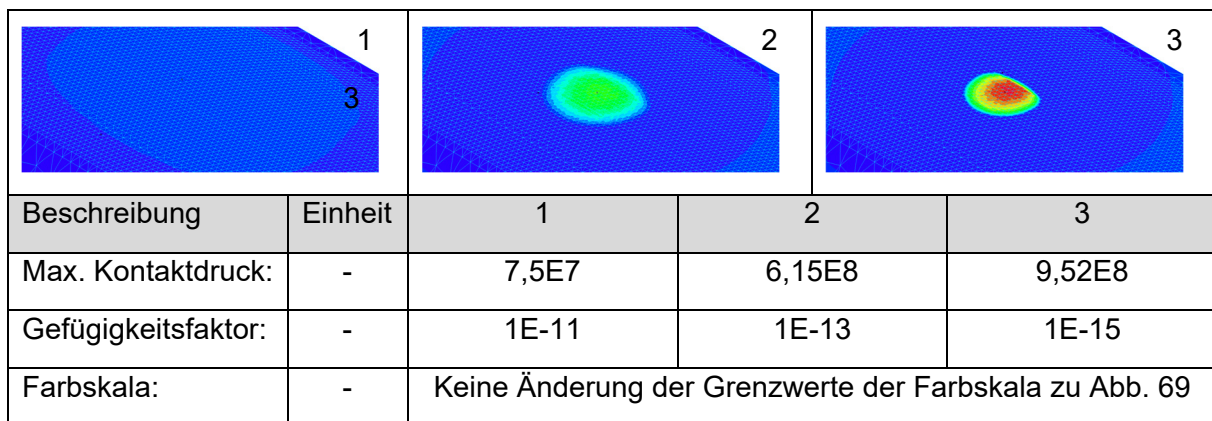


Abb. 70: Einfluss des Gefügestigkeitsfaktors auf die Kontaktfläche zwischen Rad und Schiene

Das Fazit ist, dass keine annähernd realistische Modellierung der Kontaktzone beim Fahrwegmodell möglich ist, sondern nur eine unrealistische Annäherung der Kontaktzone (vgl. Abb. 67). Unter unrealistisch ist zu verstehen, dass der Kontaktdruck durch eine größere Penetrationsfläche deutlich niedriger ist. Die Betrachtung der Kontaktzone ist nur separat möglich und kann nicht durch das Fahrwegmodell abgedeckt werden, da ansonsten die Berechnungsdauer und Ladezeiten ins Unermessliche steigen, die Konvergenz nicht zustande kommt oder die Ausgabedatei zu groß ist für eine stabile Analyse der Datenmengen.

Für die zu modellierende Größe bzw. den Umfang des Fahrwegmodells ist es unzweckmäßig, die Kontaktzone wie in den Kontakt-Ersatzmodellen zu modellieren, da die Diskretisierung der Kontaktzone keine Relevanz für die Spannungsverläufe in den Schwellen, der elastischen Sohle und im Schotterbett ausübt.

Basierend auf den Erkenntnissen werden der Radsatz und die Schiene nur mit 4-Knoten-Elementen modelliert. Das Rad besteht nur noch aus der Laufkranzfläche und deren Penetration wird gem. Abb. 67 vereinfacht modelliert. Durch die geringe Modellkomplexität des Rades und der Schiene wird die Kapazität für die Oberbauanalyse in der Kontaktzone zwischen Spannbetonschwelle, elastischer Sohle und dem Schotter bis zum Planum genutzt.

Um die Netzdichte im Oberbau bzw. in der Kontaktzone zu steigern, wäre das Wegfallen der Konstruktionselemente unterhalb des Schotters denkbar oder der Wegfall des Gefälles der Planumsschicht, um eine Y-Achssymmetrie zu erhalten, sodass 50 % der Elemente entfallen. Dies wird hinsichtlich der notwendigen Spannungsanalyse auf dem Planum und des Spannungsvergleichs unter den zwei Schwellenauflagern nicht in Erwägung gezogen.

4.9.4 Fehleranalyse aus der assoziierten Fließregel

Der Sonderfall, der der Modellierung der Materialien mit dem MOHR-COULOMB zugrunde liegt, ist die assoziierte Fließregel (vgl. Kapitel 4.2). Der nicht fest definierte Materialparameter für die Dilatanz ist auf seinen Einfluss auf die Ergebnisse zu untersuchen. Dazu wird das Ein-Schweller-Ersatzmodell herangezogen, da es zum einen eine deutlich reduzierte Anzahl von Gleichungen besitzt, die zu einer stark reduzierten Berechnungszeit führt und zum anderen wegen der zu erwartenden deutlich erhöhten Berechnungszeit durch die nicht symmetrische Gleichungsmatrix bei der nicht assoziierten Fließregel. Die Lastabtragung im Ersatzmodell von der Schwelle in den Schotter weist zudem eine starke Ähnlichkeit zum Fahrwegmodell auf, sobald der Radsatz mittig über der Schwelle ist.

Die Analyse des Dilatanzwinkels mit dem Ein-Schweller-Ersatzmodell wird zwischen den Materialparametern des aufbereiteten Schotters und des Rundsotters nach Tab. 8 durchgeführt. Es wurden nur die zwei Schotterzustände für die Fehleranalyse gewählt, da sie beim Ein-Schweller-Ersatzmodelle mit einer Einheitslast von „1“ und mit der „Collapse“-Analyse untersucht wurden. Der Rundsotter wies nahezu ein ähnliches Verhalten wie der verschmutzte Schotter auf und der aufbereitete Schotter zeigte hingegen ein ähnliches Verhalten wie der gereinigte Schotter. Die Ergebnisse der „Collapse“-Analyse sind tabellarisch und grafisch in Anhang O dargestellt.

	Aufbereiteter Schotter	Rundsotter
[°]	$\varphi'=65,2$	$\varphi'=57,4$
$\psi=\varphi'$	-64.880	-63.946
$\psi=40$	-64.690	-63.875
$\psi=20$	-64.478	-65.118
$\psi=0$	-64.203	-72.664

Tab. 16: Einfluss auf die Druckspannung [N/m²] bei Veränderung des Dilatanzwinkels, 0,15 m unter der Schwellensohle

Der Dilatanzwinkel wird bei der Fehleranalyse der assoziierten Fließregel von 0° bis φ' erhöht. Der Winkel ist nicht kleiner null, da das Volumen des Schotterbettes sich unter der Belastung vergrößert. Die Vergrößerung des Volumens ist auf eine Auflockerung der Schotterkörner durch die Scherkräfte zurückzuführen. In Tab. 16 werden die maximal auftretenden vertikalen Spannungen im Schotterbett, 0,15 m unterhalb der Sohle, zusammengestellt, die aus der statischen Analyse hervorgehen.

Die maximal auftretenden vertikalen Spannungen werden des Weiteren in Abb. 71 dargestellt.

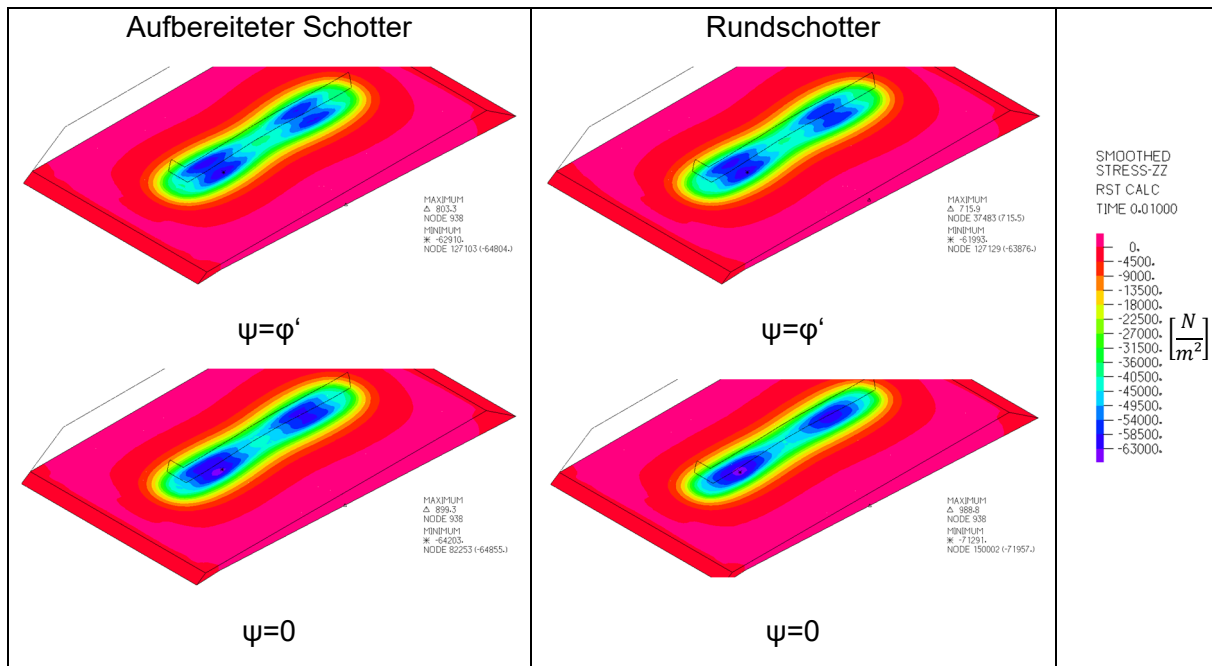


Abb. 71: Vertikale Spannungen im Schotterbett und 0,15 m unterhalb der Schwelle

Dabei waren die vertikalen Spannungen in der assoziierten Fließfläche beim aufbereiteten Schotter und beim Rundschotter ähnlich intensiv und verteilt. Dies trifft auch auf den aufbereiteten Schotter mit kleinerem bis zu einem Dilatationswinkel von 0° zu. Der Rundschotter mit einem Dilatanzwinkel von 0° zeigt eine deutlich höhere Spannung im Schotterbett, aber auch, dass die vertikalen Spannungen sich ausgehend von der Entstehung an der Sohlenunterseite bereits 0,15 m unterhalb der Schwelle bündeln. Die erhöhte Spannung im Schotterbett führt auch zu einer höheren Verschiebung in der Vertikalen. RADAMPOLA zeigt in seiner Analyse, dass bei einer Erhöhung des Dilatanzwinkels von 0° auf 34° die Aufnahme der Belastung und der damit verbundenen vertikalen Verschiebung mit 0,1 m von etwa 140 kN auf 340 kN ansteigt [V11]. Beim Ein-Schweller-Ersatzmodell ist eine Zunahme der vertikalen Verschiebung beim Modell mit $\psi = \varphi'$ im Gegensatz zum Modell $\psi = 0$ um 21,3 % geringer.

Bei einer geringen Volumenvergrößerung bzw. Auflockerung bei der Belastung durch den Radsatz und einem geringeren Widerstand auf der horizontalen Ebene im Schotterbett durch abnehmende effektive Kohäsion und Reibungswinkel entsteht eine Minderung der Spannungsübertragung über die seitlichen Anteile der Schwelle und damit eine erhöhte Sohlspannung. Der markante Unterschied beim Rundschotter mit $\psi = \varphi'$ und $\psi = 0$ ist in Abb. 72 verdeutlicht.

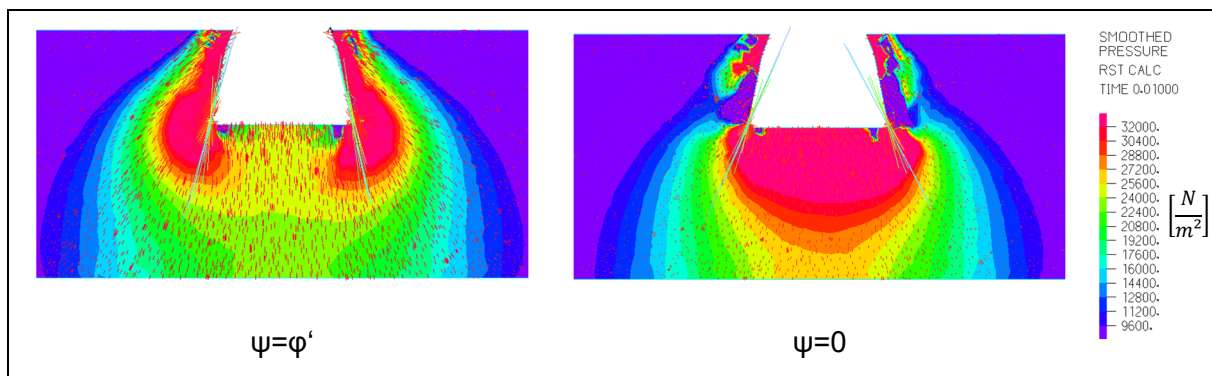


Abb. 72: Lastabtragung der Druckspannung mit Vektorplan beim Ein-Schweller-Ersatzmodell mit Rundsotter und $\psi=\varphi'$ sowie $\psi=0$

Die nicht symmetrische Gleichungsmatrix, die durch die nicht assoziierte Fließregel entsteht, hat im Vergleich zur symmetrischen Gleichungsmatrix eine Zunahme beim Ein-Schweller-Ersatzmodell um 42 %.

Beim Fahrwegmodell erhöhte sich die Berechnungszeit mit Dilatanzwinkel enorm. Die Berechnungszeit hängt neben dem Löser und der Anzahl der Variablen, die nicht null in der Gleichungsmatrix sind, auch von dem zu erwartenden benötigten Arbeitsspeicher ab. Wird der zu erwartende benötigte Speicher des Modells überschritten bzw. ist er größer als der zur Verfügung stehende Arbeitsspeicher, erfolgt die Berechnung im „Out-Core“-Modus statt im „In-Core“-Modus. Es werden die Iterationen auf der Festplatte zwischengespeichert, die die Berechnung der Analyse um über das 5-Tausendfache verlangsamt.

Um dennoch annähernd den Einfluss des Dilatanzwinkels auf das Fahrwegmodell zu ermitteln, wurde beim Fahrwegmodell die Netzdichte im Schotter enorm reduziert, bei einer Reduzierung von 3,7 Mio. auf 2,2 Mio. Gleichungen. Das Modell mit der nicht assoziierten Fließregel und dem nicht symmetrischen Löser benötigte dabei 800 % mehr Berechnungszeit. Die Spannungsverläufe hingegen zeigten jedoch eine grundsätzlich annähernde gleiche Auswirkung wie beim Ein-Schweller-Ersatzmodell, sodass auch hier das Ein-Schweller-Ersatzmodell bei Bedarf eine gute und schnelle Analysegrundlage bietet.

Die assoziierte Fließregel bietet sich für die Modellierung des Schotters an, auch wenn diese ggf. geringere höhere Spannungen aufweist (vgl. Tab. 16) und die Abweichung mit der Verschlechterung der Schotterqualität (vgl. Abb. 71) steigt.

4.9.5 Übergang Schwelle-Schwellensohle-Schotterbett

Die Spannungsverläufe von der Schwelle in das Schotterbett sollen hinsichtlich der zur Verfügung stehenden Möglichkeiten der Modellierung betrachtet werden, da in den vorangegangenen Kapiteln 4.9.2 bis 4.9.4 die maximalen Spannungen an den unteren Schwellenrändern auftraten (vgl. Abb. 67).

Es wird das Ein-Schweller-Ersatzmodell für die Untersuchung gewählt und es werden drei mögliche Varianten konstruiert.

Bei der ersten Variante werden mit der Netzvereinigung alle Flächen, die mit dem Schotterbett in Kontakt kommen, die Schwelle und die elastische Sohle verbunden. Die elastische Sohle ist in ihrer Grundfläche identisch mit dem Schwellenboden.

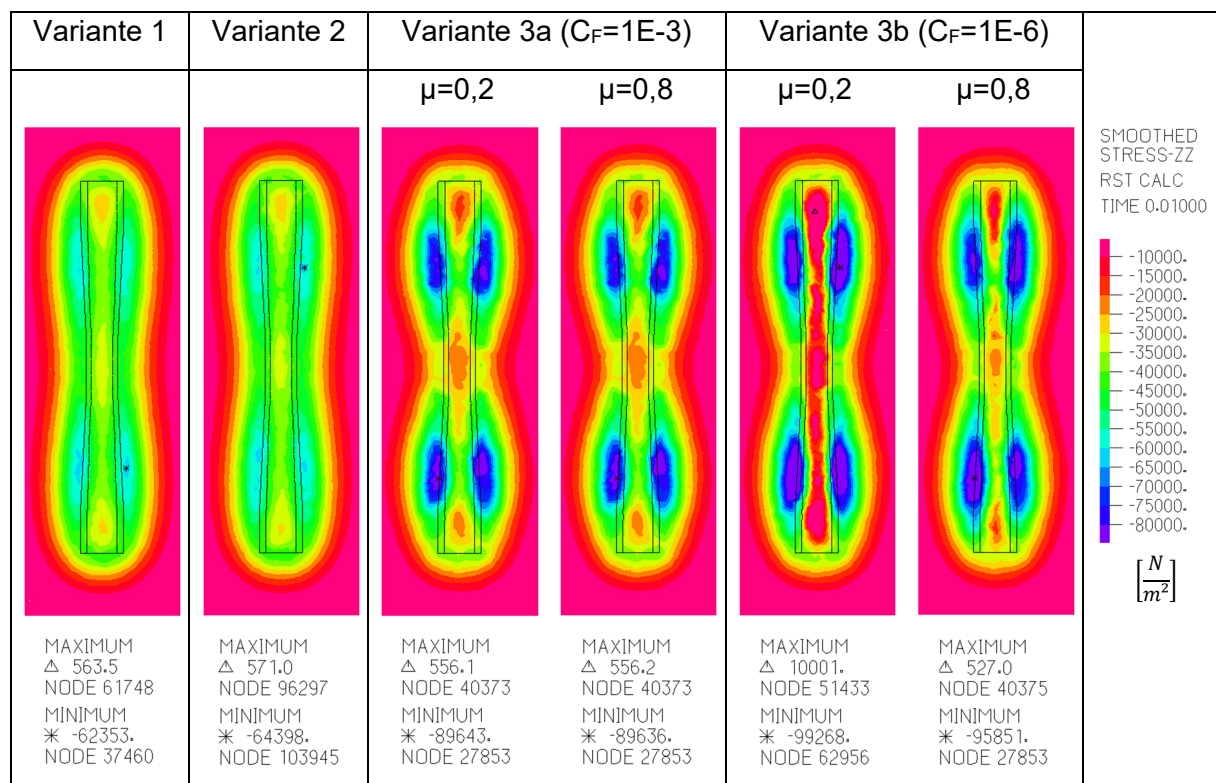


Abb. 73: Vergleich von Modellierungsvarianten des Kontaktes zwischen Schwelle, elastischer Sohle und Schotterbett

Variante zwei hat die Abänderung zu Variante eins, dass die Grundfläche der elastischen Sohle um 10 mm an den Rändern kleiner ist (vgl. Abb. 33) und damit eine umlaufende Lücke von 100 mm² entsteht, die nicht durch den Schotter geschlossen wird. Die elastische Sohle ist durch eine Netzverklebung mit der Schwelle und dem Schotter verbunden.

Variante drei hat eine Netzverklebung zwischen dem Schwellenboden und der elastischen Sohle und alle anderen Flächen der Schwelle und der elastischen Sohle sind mit einer Kontaktzone modelliert. Aufgrund der zwei wichtigsten Variablen bei der Modellierung einer Kontaktzone, des Reibungskoeffizienten und des Gefügekheitsfaktors, wird die Variante drei in einem möglichen Variablenspektrum analysiert. Die drei Varianten sind in Abb. 73 dargestellt, dabei wird die Spannung in Z 0,15 m unterhalb der Schwelle ausgewertet.

Es bilden sich jeweils vier Spannungsschwerpunkte bei allen drei Varianten. Die maximale Spannung ist nahezu identisch zwischen Variante eins und zwei. Variante drei weist ähnliche maximale Spannungen zwischen dem angesetzten Variablenspektrum des Gefügekheitsfaktors und dem Reibungskoeffizienten auf. Die angesetzten Variablen beeinflussen den Spannungsverlauf somit nur gering. Die maximale Spannung der Variante drei weicht deutlich von der Variante eins und zwei ab, allerdings ist der Spannungsverlauf identisch. Die maximalen Spannungen an den Rändern der Schwellensohle ist mit einer modellierten Kontaktzone (Variante drei) höher als mit einer Knoten-Knoten-Verbindung Variante eins und zwei).

Die elastische Sohle, mit einer deutlich geringeren Elastizität als der Schotter oder die Schwelle (vgl. Tab. 7 und Tab. 10), sorgt für eine Umverteilung der maximalen Spannungen im Oberbau. Abb. 64 zeigt beim Vergleich mit den Ergebnissen von MÜLLER-BORUTTAU, dass eine deutlich andere Spannungsverteilung auf den Schotter einwirkt. In Abb. 74 wurde der Elastizitätsmodul der elastischen Sohle auf 4.000 bis 150.000 kN/m² erhöht. Es zeigt sich zum einen, dass die Spannung in Z an den Schwellenseiten niedriger wird, sowie zum anderen, dass die maximalen Spannungen sich unter die Schwelle verlagern.

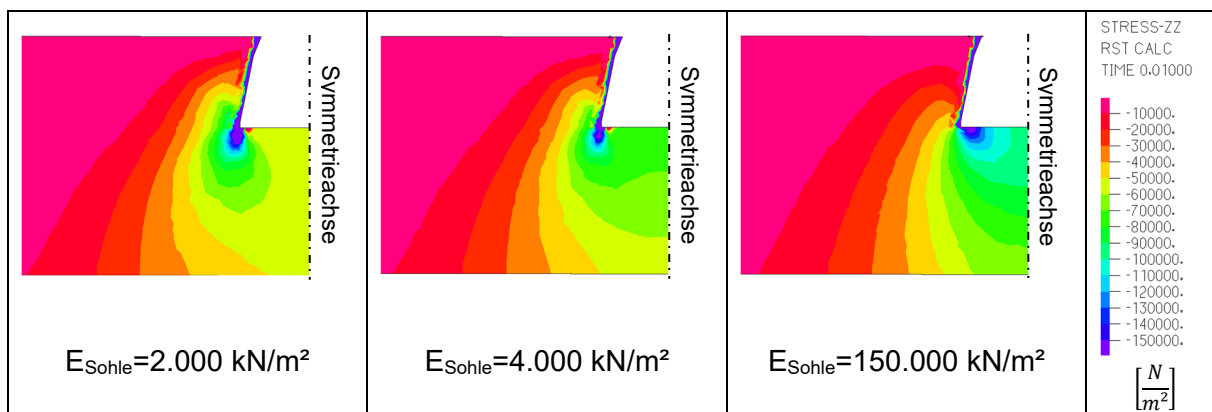


Abb. 74: Veränderung des Elastizitätsmoduls der elastischen Sohle

Die Analyse des FEM-Modells über die höheren lateralen Spannungen zwischen Schwelle und Schotter geht auch aus praktischen Versuchen zur Bestimmung der horizontalen Gleislagestabilität des Schotteroberbaus mit bzw. ohne elastische Sohle unter den Schwellen hervor [V10].

4.9.6 Die Spannungen im aufbereiteten Schotter und Rundsotter

Die einwirkenden Radsatzlasten auf den Fahrweg sind durch den dynamischen Anteil veränderlich. Aufgrund der Schwankung der Belastung auf den Fahrweg werden die nachfolgenden Untersuchungen in einem Belastungsspektrum durchgeführt. Das Belastungsspektrum soll sich zwischen der statischen Belastung von 20 t bis zu einer dynamischen Belastung mit 25 t Radsatzlast bei 33,33 m/s ausdehnen. Das Belastungsspektrum sowie die Belastung, die bei MÜLLER-BORUTTAU verwendet wurden (55,56 m/s; 20 t), sind in Tab. 17 aufgelistet.

Die Analyse der Belastungen auf dem Schotter erfolgen bei 196, 284 sowie der mittleren dynamischen Belastung, 240 kN, der beiden Grenzwerte. Die drei Belastungsstufen werden mit den Materialparametern für den aufbereiteten Schotter und den Rundsotter in Abhängigkeit von einer geminderten Schotterbettdicke von 0,3 auf 0,25 m berechnet.

Radlast [t]	F_{Sta} [N]	$F_{Dyn(v)}$ [N]		
		27,78 [m/s]	33,33 [m/s]	55,56 [m/s]
20	196.200	218.000	227.592	283.400
22,5	220.725	245.250	256.041	-
25	245.250	272.500	284.490	-

Tab. 17: Belastungsspektrum auf den Oberbau

Tab. 18 zeigt zusammenfassend aus Anhang Q die prozentuale Änderung der Verschiebungen zwischen den jeweiligen Belastungsstufen. Eine Veränderung ist zwischen den Schotterqualitäten wie auch zwischen den Schotterbettdicken bei den vertikalen Verschiebungen der Schienen wie auch der Schwellen nur sehr gering. Auf der horizontalen Ebene in Fahrtrichtung verschieben sich die Schwellen bei ansteigender Belastung hingegen bis zu 16,0 % mehr als auf der vertikalen Achse und 13,7 % mehr als auf der horizontalen Ebene orthogonal zur Fahrtrichtung. In Fahrtrichtung sind zudem die Verschiebungen der Schwelle zwischen aufbereitetem Schotter und Rundsotter bis zu 6,6 % höher. In der horizontalen Ebene sind die Verschiebungen nahezu gleich zwischen den zwei unterschiedlichen Schotterbettdicken.

Neben den Belastungsstufen können sich auch Geschwindigkeits-, Temperatureinflüsse und Modellredundanzen auf die FEM-Ergebnisse des Fahrwegmodells auswirken. Zur Untersuchung der Einflüsse sind vier Vergleichsmodelle mit einer Radsatzlast von 240 kN und mit aufbereitetem Schotter angefertigt worden. Bei dem Modell wurden die Geschwindigkeit von 33,33 auf 27,78 m/s gesenkt, der Unterbau und die Frostschutzschicht vernachlässigt, das Modell ohne die elastische Sohle konstruiert und der Schotter bzw. der Schotter einschließlich der Schwellen und elastischen Sohlen um 10°C erwärmt.

Last	ΔLast	Geschw.	Aufbereiteter Schotter		Rundschotter	
N	%	m/s	Schotterdicke			
			0,25 m	0,30 m	0,25 m	0,30 m
Max. Schienendurchbiegung						
196.000	18,33 %	33,33	25,60 %	25,61 %	25,67 %	25,66 %
240.000						
284.000	15,49 %		20,84 %	20,84 %	20,96 %	20,98 %
Max. Schwellendurchbiegung						
196.000	18,33 %	33,33	26,53 %	26,50 %	26,72 %	26,80 %
240.000						
284.000	15,49 %		21,53 %	21,50 %	21,73 %	21,70 %
Max. Schwellenlängsverschiebung zweier Schwellen						
196.000	18,33 %	33,33	36,92%	36,95%	41,71%	42,03%
240.000						
284.000	15,49 %		27,15%	27,25%	33,15%	33,06%
Max. Schwellenbodenlängsausdehnung						
196.000	18,33 %	33,33	35,66 %	35,10 %	41,48 %	41,67 %
240.000						
284.000	15,49 %		25,64 %	24,54 %	27,09 %	26,30 %
Max. Schwellenbodenquerverschiebung						
196.000	18,33 %	33,33	28,38 %	28,88 %	28,12 %	28,33 %
240.000						
284.000	15,49 %		22,59 %	22,59 %	22,37 %	22,53 %

Tab. 18: Prozentuale Änderung der Verschiebungen im Oberbau

Die sich auf Anhang R beziehende Tab. 19 stellt die vier Vergleichsmodelle mittels der prozentualen Änderung der Verschiebungen im Oberbau dem Fahrwegmodell (Referenzmodell) gegenüber. Das Vergleichsmodell ohne die elastische Sohle zeigt eine geringere Durchbiegung der Schiene und der Schwelle zwischen 7,0 und 11,0 %. Die Verschiebungen quer zur Fahrbahnrichtung sind zwischen 12,9 und 14,3 % geringer. Die Schwellenbodenausdehnung in Fahrtrichtung ist über die Hälfte kleiner, allerdings ist die Verschiebung der Schwelle zwei zu vier um bis zu 25,2 % höher als beim Fahrwegmodell. Die geringere Geschwindigkeit von 27,78 m/s, aber mit gleichbleibender Radsatzlast bewirkt, dass die Schwellenausdehnung deutlich niedriger ausfällt.

Modell	Geschw.	Maximale Verschiebungen				
-	m/s	Schienen- durch- biegung	Schwellen- durchbie- gung	Schwellen- längsver- schiebung zweier Schwellen	Schwellen- bodenaus- dehnung in Fahr- richtung	Schwellen- bodenquer- verschie- bung
Ohne elast. Sohle	33,33	-6,93 %	-10,96 %	23,14 %	-56,89 %	-15,34 %
	27,78	-8,15 %	-8,93 %	25,16 %	-105,16 %	-12,83 %
ohne UB/FSS	33,33	-56,30 %	-84,74 %	-5,63 %	-21,47 %	-0,95 %
$T_{\text{Schotter}} \Delta +10^\circ$	33,33	-2,15 %	0,47 %	14,58 %	-27,41 %	13,83 %
$T_{\text{Oberbau}} \Delta +10^\circ$	33,33	-11,57 %	-9,32 %	30,93 %	26,86 %	71,51 %

Tab. 19: Modellierung und zusätzliche Belastungseinflüsse zum Referenzmodell

Bei einer Temperaturbelastung unterhalb der Zwischenlagen kommt es zu einer geringeren vertikalen Verschiebung, aber dafür erhöhen sich die Verschiebungen auf der horizontalen Ebene und ganz besonders stark von bis zu 71,5 % an den Schwellenköpfen.

Bei der Modellverkleinerung um die Elementgruppen „Unterbau“ und „Frostschuttschicht“ ist die Durchbiegung der Schwelle und der Schienen deutlich geringer aufgrund des fehlenden elastischen Anteils. Sie wirkt sich zu einem etwas geringen Maße auf die Verschiebung bzw. Dehnung der Schwellen in Längsrichtung aus und hat nahezu keinen Einfluss auf die Schwellenbodenquerverschiebung von 1 %. Die Verkleinerung des Modells weicht signifikant von dem Fahrwegmodell ab, sodass eine Modellierung des Unterbaus und der Frostschuttschicht zwingend notwendig ist, um belastbare Ergebnisse zu erhalten.

4.9.7 Berechnungszeit und technische Voraussetzungen zur Bestimmung der Ergebnisse

Das Fahrwegmodell wie auch die Vergleichsmodelle und die Ersatzmodelle erfordern eine spezifische technische Voraussetzung für die Berechnung und Darstellung der Ergebnisse in einer adäquaten Zeit. Das FEM-Fahrwegmodell wird als sogenannte „Benchmark“ herangezogen. Dabei handelt es sich um ein fest definiertes Modell, das mit unterschiedlichen Konfigurationen berechnet und dargestellt wird. Für den „Benchmark“-Test wurden drei Konfigurationen (vgl. Anhang S) mit dem FEM-Fahrwegmodell überprüft.

Während der Entwicklungsphase des Fahrwegmodells wurde ein FEM-Modell mit einem Laufweg über 17 Schwellen konstruiert (vgl. Abb. 75). Das Modell hatte eine schwache Elementdichte und bestand maßgeblich aus 4-Knoten-Elementen. Das Modell hatte circa 0,5 Mio. Gleichungen und wurde mit der Konfiguration 1 berechnet. Die Berechnungsdauer war 49 Stunden,

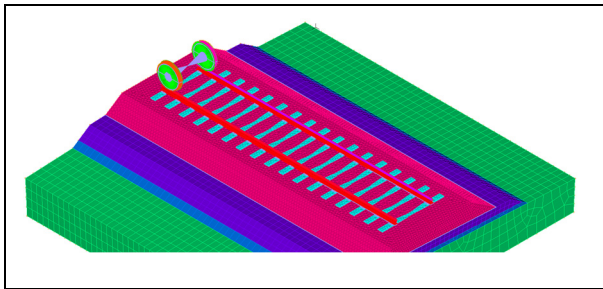


Abb. 75: Fahrwegmodell während der Entwicklungsphase mit 17 Schwellen und geringer Elementdichte

den, die sich maßgeblich durch die nötige Anzahl der Zeitschritte, die für die Fahrweglänge nötig war, summierte. Neben der langen Berechnungszeit entstand auch eine Ausgabedatei von 27 GB, die mit der Konfiguration 1 bis zu einer Stunde zum Laden benötigte. Der Ladevorgang musste bei jeder Änderung des Spannungsverlaufes neu geladen werden. Die Handhabung der Datei war somit nicht gegeben, wie auch die FEM-Ergebnisse durch die Netzqualität.

Das komplexe Fahrwegmodell (vgl. Abb. 63) wurde mit circa 3,7 Mio. Gleichungen mit der Konfiguration 1 in 18 Stunden, mit der Konfiguration 2 in 12 Stunden und mit der Konfiguration 3 in etwa 8 Stunden berechnet. Auch die Zeiten der Ausgabedatei von etwa 16 GB wurden in wenigen Sekunden mit Konfiguration 3 durch ADINA-AUI geladen (vgl. Abb. 76). Neben der schnellen Berechnungs- und Ladezeit wird jedoch für alle benötigten Modelle ein Speicherplatzbedarf von etwa 2 TB benötigt. Der Bedarf an Speicherplatz betrug während der Entwicklungsphase bis zu 6 TB und konnte in der Größenordnung nicht durch schnelle SSDs gedeckt werden, hier waren langsamere HDDs nötig.

Eine Senkung der Berechnungsdauer ist sicher mit weiterentwickelter Hardware oder Software in den nächsten Jahren möglich. Eine derzeitige Steigerung des Prozessors, als limitierender Hardwarekomponente, bei der Berechnungsdauer, ist nur mit Übertakten möglich, da der Markt keine leistungstärkeren CPUs für die Software ADINA bietet. Eine Alternative und Leistungssteigerung könnte ein zweifacher HexaCore e5 bringen mit 24 logischen Prozessoren. Aber für diese Konfiguration, die normalerweise als Server genutzt wird, sind mit ADINA keine

Referenzwerte vorhanden. Die Alternative wurde aufgrund mangelnder Referenzen und möglicherweise auftretender Kompatibilitätsschwierigkeiten der Hardware, Software oder von Treibern nicht weiterverfolgt.

Des Weiteren wurden zwei weitere Alternativen geprüft: zum einen eine Cloud-Lösung (z.B. AZUR ASHER), ein virtueller Computer, mit bis zu 32 Kernen und 448 GB Arbeitsspeicher, und zum anderen die Nutzung des Grafikkartenprozessors (GPU) mit der NVIDIA-CUDA-Technology mit einer bis zu 18-fachen Beschleunigung [O24]. Die Cloud, wie auch die GPU werden derzeit noch nicht durch ADINA unterstützt.

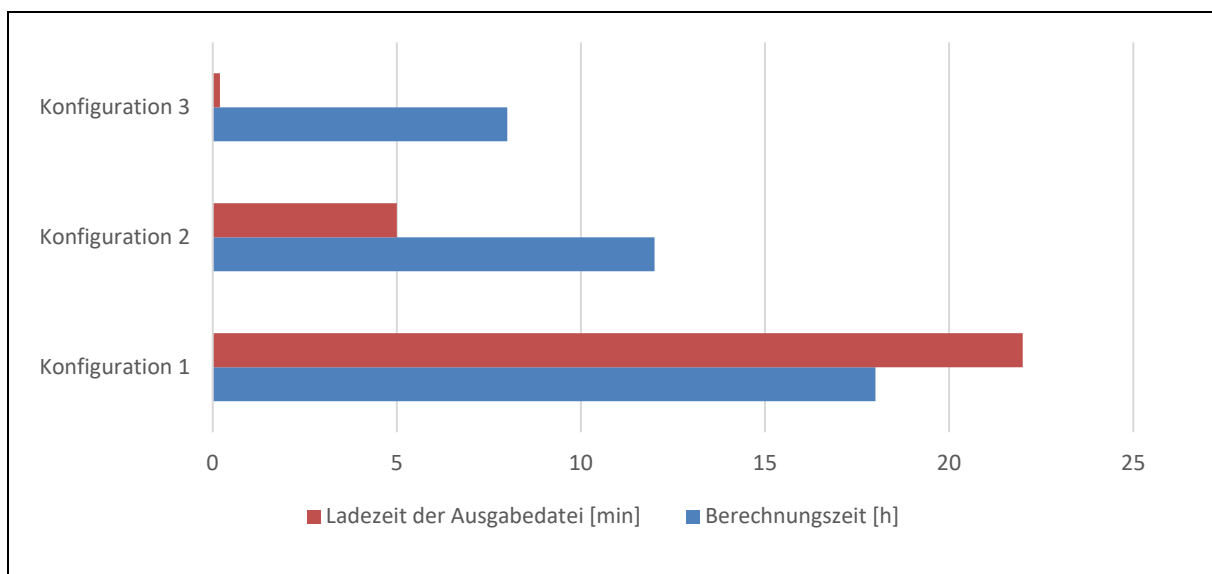


Abb. 76: Berechnungs- und Ladezeiten des FEM-Fahrwegmodells

4.10 Fazit

Mit der FEM-Modellierung eines Fahrweges als Mittel für die Bewertung der Spannungsverläufe im Oberbau und der damit nachfolgenden Bewertung der Ergebnisse sind besonders die Materialparameter der elastischen und granularen Materialien sowie deren Materialmodelle eine Herausforderung, jedoch ein essentieller Schwerpunkt für die Modellierung des Oberbaus.

Der Fokus beim Elemente-Aufbau des FEM Modells liegt des Weiteren auf der notwendigen Genauigkeit bei den jeweiligen Konstruktionselementen, da die Berechnungsleistung bei einer sehr hohen Anzahl an linearen und nicht linearen Elementen schnell an die Grenzen geht. Mittels Annahmen der assoziierten Fließregel, Modellierung des Rad-Schiene-Kontaktes mit nicht „High-Cass“ Elementen und einer hohen Penetration als auch des Knoten-Knoten-Kontakts zwischen der Schwelle und dem Schotter ist eine effiziente Berechnung des Modells

überhaupt möglich. Der auftretende Fehler durch die Annahme der assoziierten Fließregel besteht nur bei Rundsotter oder auch verschmutztem Schotter, da nur eine sehr geringe Veränderung der Spannungsverläufe beim aufbereiteten Schotter entsteht.

Die empirische Formel für den mittleren Instandhaltungszustand (Gl. 6) sowie die äußeren Temperatureinflüsse (vgl. Gl. 4) können für die statische und dynamische Analyse als Belastungen verwendet werden. Die Ergebnisse des belasteten FEM-Fahrwegmodells zeigen im Vergleich zu den Messergebnissen von MÜLLER-BORUTTAU, bis auf die maximale Schotterpressung, sehr gute Übereinstimmungen. Die Vergleichsmodelle von ZIMMERMANN und DAMME zeigen nur bedingt eine Übereinstimmung, da der Fokus bzw. das Ziel des Modells stark abweichen.

Die IT Hardware und Software ADINA begrenzen die Größe der nicht linearen Gleichungsmatrix und damit die realitätsnahe Modellierung des Fahrwegmodells. Mithilfe von Hochleistungsrechnern und kompatibler FEM Software könnte die Modellkomplexität erhöht werden. Dies würde die Diskrepanz zwischen Modell (inkl. numerischer Fehler) und Realität vermindern.

5 Optimierungspotenzial im Oberbau

In diesem Kapitel wird der Fokus auf die Lastabtragung im Schotterbett gesetzt und es schließt an die vorangegangene Untersuchung des FEM-Fahrwegmodells, die Forschungsergebnisse sowie die bereits erprobten elastischen Sohlen an. Die Lastabtragung von der Schwelle in den Schotter wurde bereits maßgeblich durch die elastischen Sohlen beeinflusst. Es wurden Belastungsspitzen durch die dämpfende Wirkung wie auch durch die optimierte Verteilung der Belastung auf dem Schotter vermindert. Abb. 64 veranschaulicht die veränderte Lastabtragung, die durch die elastischen Sohlen entsteht, zeigt aber auch einen Ausschnitt der am Rand des Schwellenbodens entstehenden Spitzenbelastungen. Die Spitzenbelastungen führen zu einer erhöhten Abnutzung des Schotters und der stärker abgenutzte Schotter weist eine deutlich schlechtere Lagestabilität des Gleisrostes auf der horizontalen Ebene auf (vgl. Tab. 18).

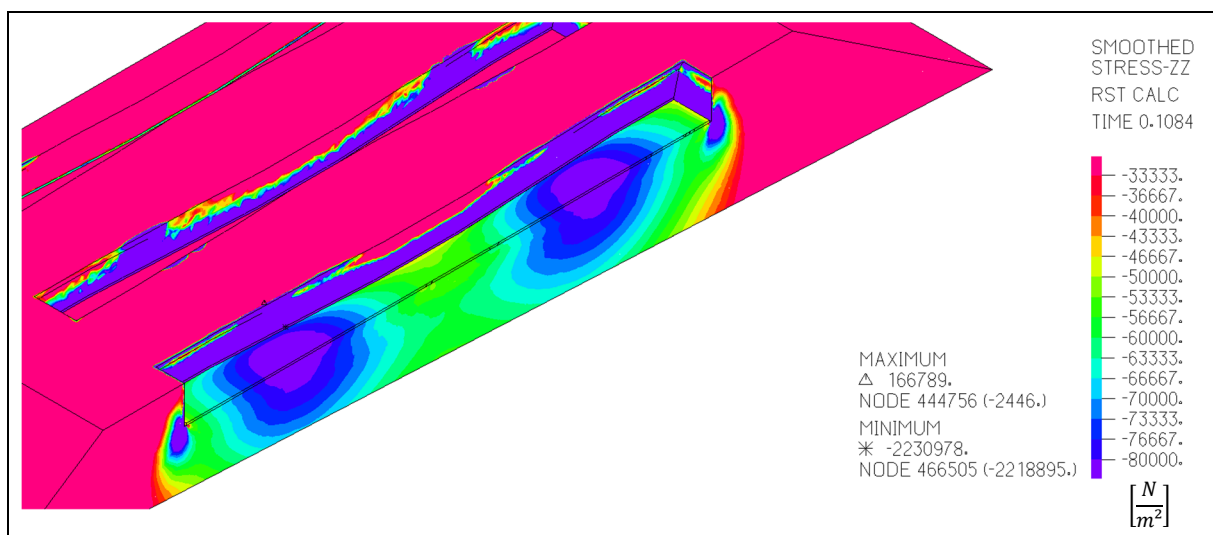


Abb. 77: Vertikale Spannungen in den Kontaktflächen der Schwelle zur elastischen Sohle und zum Schotterbett

Abb. 77 stellt einen Querschnitt durch das Schotterbett und die elastische Sohle des FEM-Fahrwegmodell dar. Der Querschnitt ist mittig von der Schwelle und quer zur Fahrtrichtung.

Die Kontaktflächen zwischen dem Schotter und der Schwelle sind belastet, dies ist deutlich an den lila visualisierten Flächen zu erkennen. Die lateralen Flächen der Schwelle zum Schotter sind außerdem deutlich stärker belastet als der Schotter unterhalb der Schwelle. Es leiten sich 2 mögliche Optimierungen daraus ab:

1. die Optimierung der Belastungsverteilung über der elastischen Sohle und
2. die Reduzierung der Belastung auf den Kontaktflächen zwischen den lateralen Schwellenflächen und dem Schotter.

Eine optimierte Belastungsabtragung führt zu einem verringerten Verschleiß des Materials bzw. der Materialzusammensetzung (z.B. granulares Material - Korngerüst) und damit auch zu einer Verlängerung der technischen Nutzbarkeit des Oberbaus. Die Verlängerung der technischen Nutzbarkeit hängt jedoch nicht nur vom Zustand des Materials und dessen Zusammensetzung ab, sondern auch von der damit verbundenen Verlangsamung der Abnahme der Lagestabilität durch Gleislagefehler.

Neben der Verlängerung der technischen Nutzbarkeit des Oberbaus führt auch eine Reduzierung der Dicke der Schotterbettung zu einem kostengünstigeren Oberbau. Mögliche Optimierungen sind in Verbindung mit den derzeit vorhandenen Prozessen der Gleisinstandsetzung zu betrachten. Die Optimierung der lateralen Flächen der Schwelle, die mit dem Schotter in Kontakt treten, werden maßgeblich durch den Stopfvorgang (vgl. Abb. 78) beeinflusst, der für die Verbesserung der Gleislage verantwortlich ist. Die elastischen Sohlen sind nicht deckungsgleich mit der Unterseite von Schwellen, damit sie durch die Pickel der Stopfmaschine nicht beschädigt werden. Die gleiche Randbedingung trifft auch für die lateralen Flächen der Schwelle zu. Die einzigen Ausnahmen betreffen die lateralen Flächen unterhalb der Schienen und die Schwellenkopfstücke (vgl. Abb. 79).

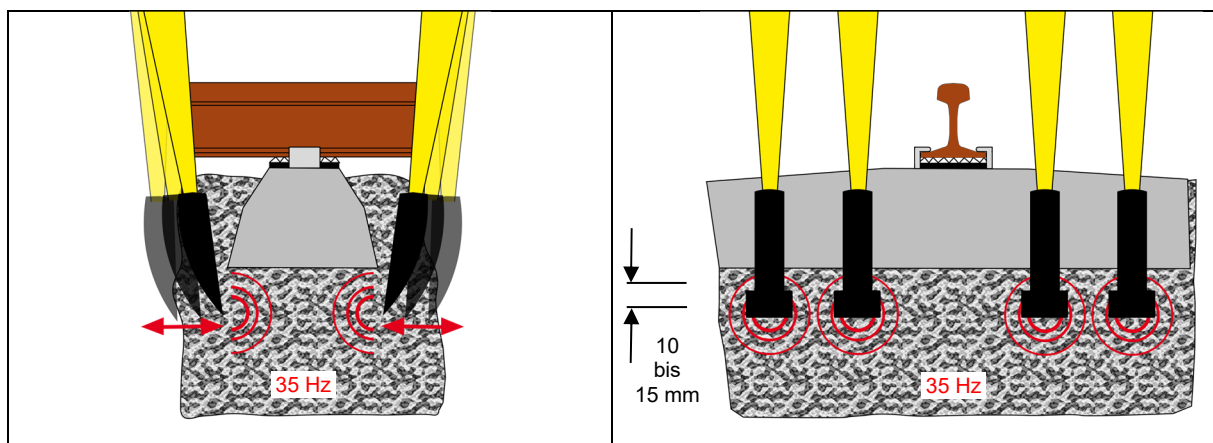


Abb. 78: Prinzip des Stopfvorganges

Abb. 79: Ansatzpunkte der Stopfpickel 10 bis 15 mm unterhalb der Schwelle [F6]

5.1 Optimierung der Sohle

Bei Betrachtung der elastischen Schwellensohle anhand der Belastung durch die Radsatzlast ist kein Unterschied im Spannungsverlauf bzw. in der Abtragung der Belastung festzustellen. Die Belastung des Schotter, die durch die Schwellenunterseite und die elastische Sohle verläuft, lässt zwei vertikale Spitzenbelastungen unterhalb der Schienenaufleger entstehen. Von den Spitzenbelastungen nehmen die Spannungen kreis- bzw. ovalförmig ab. Abb. 81 zeigt den vertikalen Spannungs- und den Druckspannungsverlauf an der Kontaktfläche zum Schotterbett. Es wurde auf die Ergebnisse des Referenzmodells zurückgegriffen mit einer dynamischen Belastung von 240 kN, mit 0,3 m Schotterbettdicke unterhalb des Schwellenauflegers und mit aufbereitetem Schotter. Die Größe der Spannungsverläufe ist dem Anhang T zu entnehmen. Da die Spannungsverläufe von der Steifigkeit des Ober- und Unterbaus abhängen, ist bei einem steifen Unterbau (vgl. Abb. 20 U1 und U2) eine Durchbiegung der Schwellen in Doppel-S-Form vorhanden (vgl. Abb. 80).

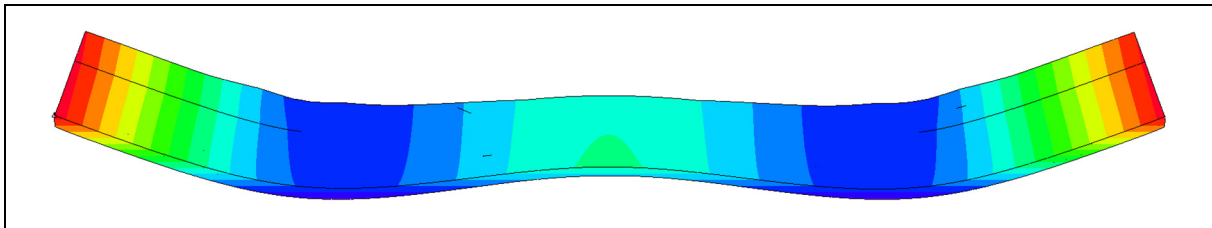


Abb. 80: Prinzipielle Schwellendurchbiegung (Doppel-S-Form)

Für die Adaptierung der elastischen Sohle und damit eine Reduzierung der Belastung auf dem Schotterbett wird das Ein-Schweller-Ersatzmodell genutzt, da die Spannungsverläufe nicht in ihrer Intensität, aber doch im Verlauf vergleichbar mit dem Fahrwegmodell sind (vgl. Anhang U). Des Weiteren sind eine schnelle und effiziente Modellierung und Berechnung der Ergebnisse möglich.

Beim Ein-Schweller-Ersatzmodell wurden unterhalb des Schienenauflegers 8 Hohlzylinder mit je 1 cm Ringbreite in die elastische Sohle integriert (vgl. Abb. 82). In diesen Hohlzylindern wurde der Elastizitätsmodul mit $\Delta E_{H,i} = 12,5$ bzw. 25 kN/m² (abgestuftes Elastizitätsmodul) von außen nach innen abgestuft. Der Elastizitätsmodul des restlichen Anteils der elastischen Sohle blieb bei 2.300 kN/m².

Abb. 82 zeigt, dass eine Senkung der Steifigkeit des Elastizitätsmoduls an den Belastungsspitzen zu einer Minderung der Belastung führt. Die Minderung resultiert dabei aus einer optimierten Belastungsverteilung, indem die Auflagerfläche bei gleichbleibender Belastung erhöht wird (vgl. Gl. 31).

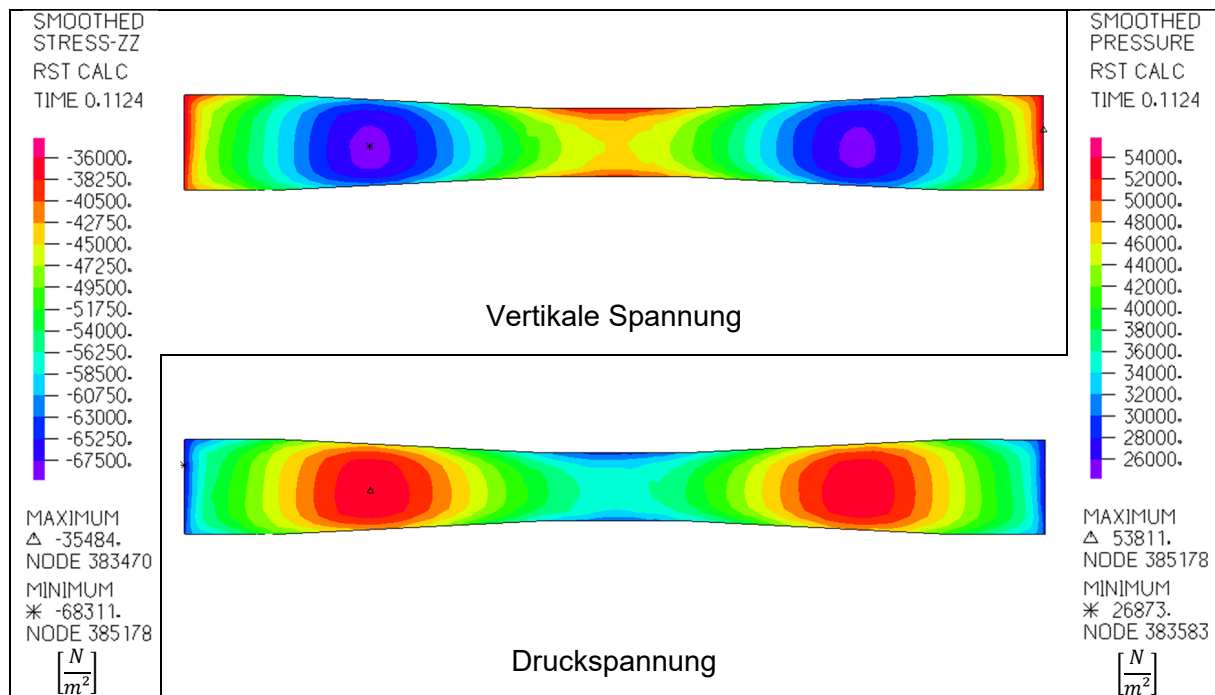


Abb. 81: Vertikaler Spannungs- und Druckspannungsverlauf an der Kontaktfläche zwischen der elastischen Sohle und dem Schotter

Die elastische Sohle mit einem homogenen Material und einem Elastizitätsmodul von 2.300 kN/m² (vgl. Tab. 6) wird in einem weiteren Optimierungsschritt zur Hälfte in Hohlzylinder bzw. Hohlzylindersegmente unterteilt (s. Abb. 83a). Im Anschluss an die Modellierung des Ersatzmodells wird eine statische Analyse durchgeführt. Die jeweiligen Sektoren werden aufgrund des vorhandenen vertikalen Spannungsverlaufes in der elastischen Sohle angepasst.

Der am geringsten belastete magentafarbene Bereich liegt etwa bei -35 kN (vgl. Abb. 83b) und wird mit dem maximalen Elastizitätsmodul der Sohle von GETZNER 2210 G modelliert. Für die Bestimmung der Abstufungen des Elastizitätsmoduls in den jeweiligen Sektoren wird gem. Gl. 32 der Elastizitätsmodul als ein linearer Multiplikator der Steifigkeitsmatrix herangezogen, sodass der Ansatz gewählt wurde, dass bei einer vertikalen Sohlspannung von -70 kN der Elastizitätsmodul 1.150 kN/m² ist. Je höher die vertikale Sohlspannung ist, desto weicher ist der Elastizitätsmodul zu wählen.

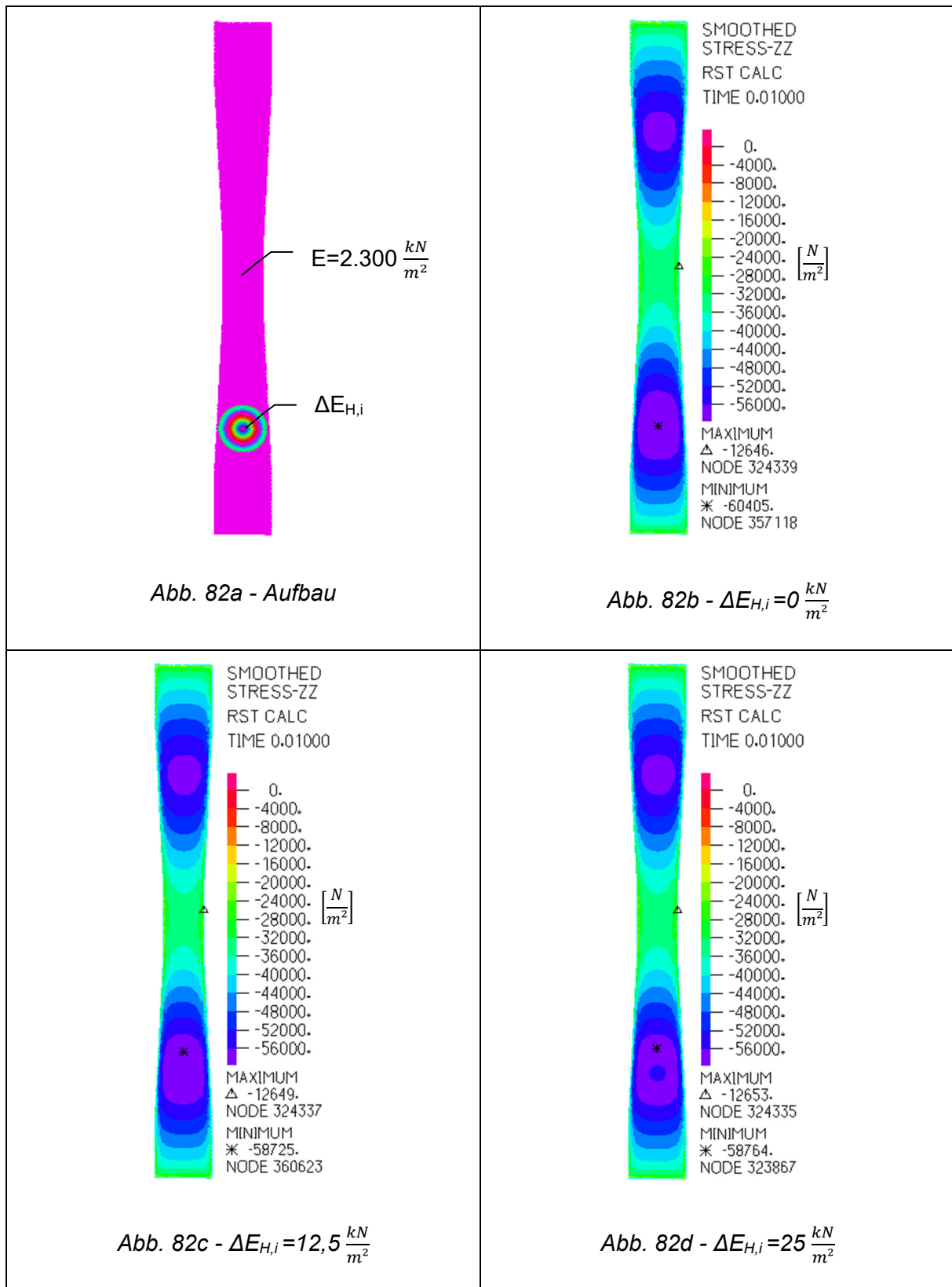


Abb. 82: Vertikaler Spannungsverlauf auf der Oberseite der elastischen Sohle und der veränderte Spannungsverlauf durch integrierte Hohlzylinder mit abgestuften Elastizitätsmodul

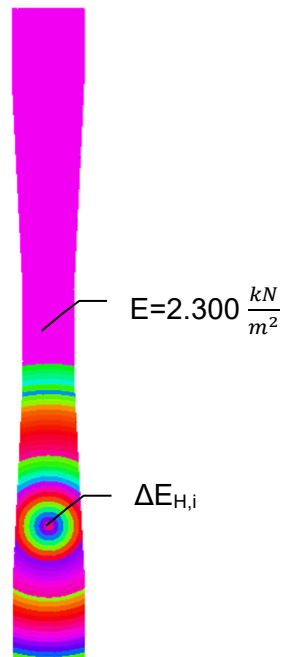


Abb. 83a - Aufbau

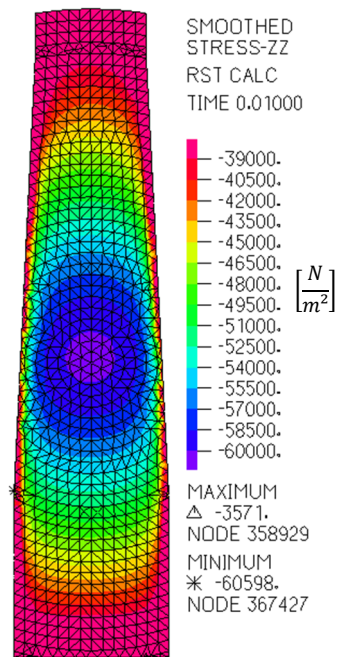


Abb. 83b - Spannungsverlauf

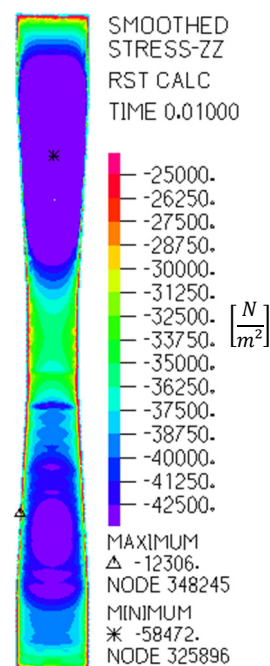
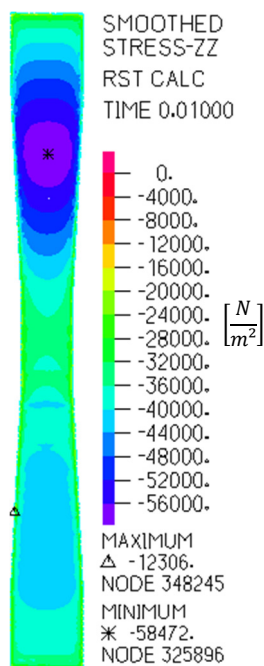


Abb. 83c modifizierter Spannungsverlauf

Abb. 83: Elastische Sohle mit abgestuftem Elastizitätsmodul

Die nicht mehr homogene elastische Sohle (partiell abgestuftes Elastizitätsmodul - vgl. Abb. 83a) zeigt in Abb. 83c eine optimierte Spannungsverteilung auf dem Schotter durch eine gleichmäßige Belastung der Kontaktfläche zwischen Schotter und der elastischen Sohle. Die Spitzenbelastungen auf dem Schotterbett werden im Ersatzmodell im ersten Schritt bis zu 27,5 % reduziert. In weiteren Anpassungsschritten ist auch eine verbesserte Lastverteilung möglich, da Abb. 83c noch einen unregelmäßigen vertikalen Spannungsverlauf besitzt. Die Hohlzylindersegmente-Unterteilung kann gegebenenfalls durch einen netzartigen Aufbau weiter verbessert werden.

Im Hinblick auf die optimierte Lagerung der Schwellenunterseite auf der modifizierten elastischen Sohle, die zum Teil weicher geworden ist, sind die Auswirkungen auf die Spannungsverläufe seitlich der Schwelle zum Schotter zu untersuchen. Neben den lateralen Flächen sind auch die Scherflächen unterhalb der Schwelle zu prüfen, denn mit verringerter Sohlsteifigkeit steigt auch die Scherung der Schwelle durch das Schotterbett.

Das modifizierte Ein-Schweller-Modell zeigt unterhalb der elastischen Sohle eine Reduktion der vertikalen Spannungen (vgl. Abb. 84) und der Scherspannungen (vgl. Abb. 85) von bis zu 10 kN. Die Reduktion setzt sich dabei bis zum Planum fort. Die lila eingefärbten Flächen sind oberhalb der elastischen Sohlen stärker als beim Ausgangsmodell ausgeprägt, allerdings nehmen sie unterhalb der elastischen Sohle stärker ab.

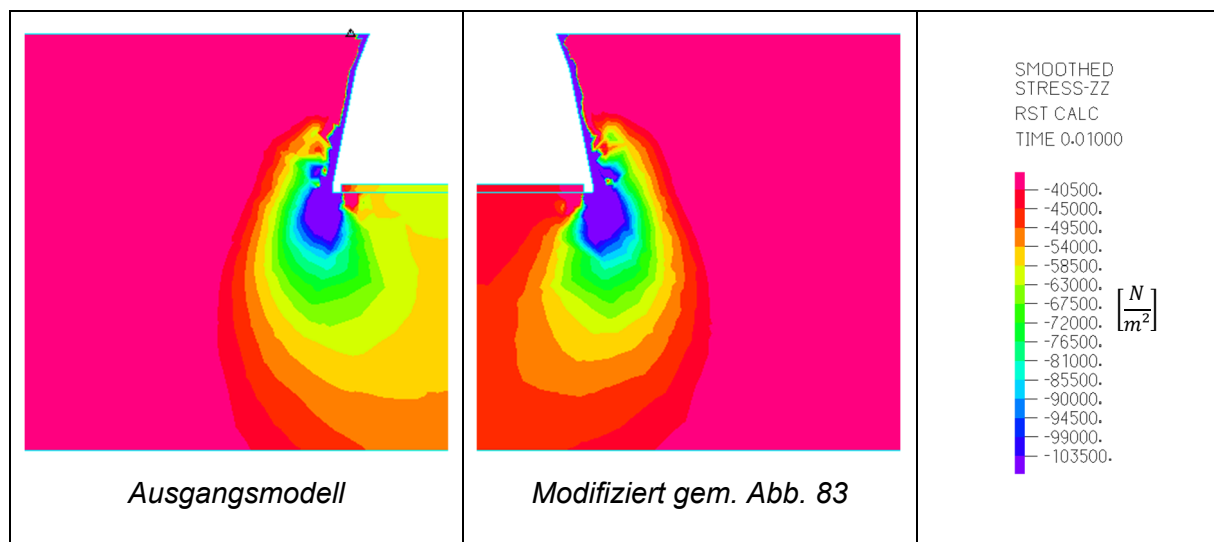


Abb. 84: Vergleich der vertikalen Spannungen nach der Sohlenoptimierung

Die teilweise weichere elastische Sohle wird stärker gestaucht als die beim Ausgangsmodell. Die erhöhte Stauchung der Sohle führt zu einer höheren Abscherung an den lateralen Flächen der Schwelle. An der Ober- und Unterkante der Kontaktfläche zwischen der Schwelle und dem Schotter erhöhen sich die Spannungen in Fahrtrichtung und verringert sich durch den erhöhten

Verschleiß die Lagestabilität des Gleises nachhaltig, das ohnehin bereits durch die Temperaturbelastungen und die Verschlechterung des Schotterzustandes beeinträchtigt wird. Unterhalb der elastischen Sohle steigt die Spannung in Fahrtrichtung auch leicht, jedoch ohne nennenswerte Einflüsse auf das weitere Schotterbett und Planum auszuüben.

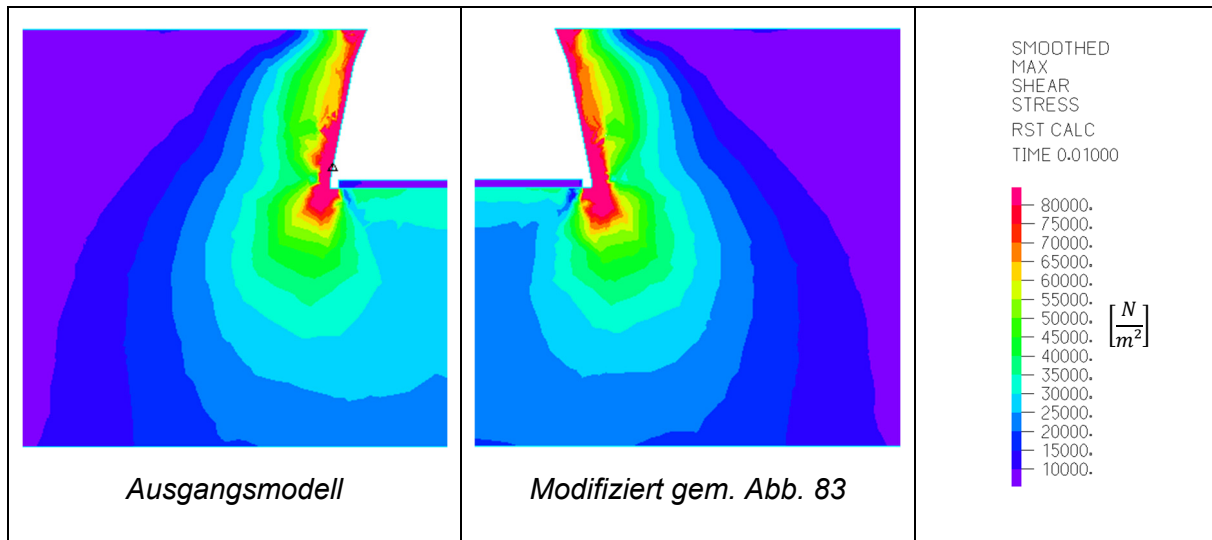


Abb. 85: Vergleich der Scherspannungen nach der Sohlenoptimierung

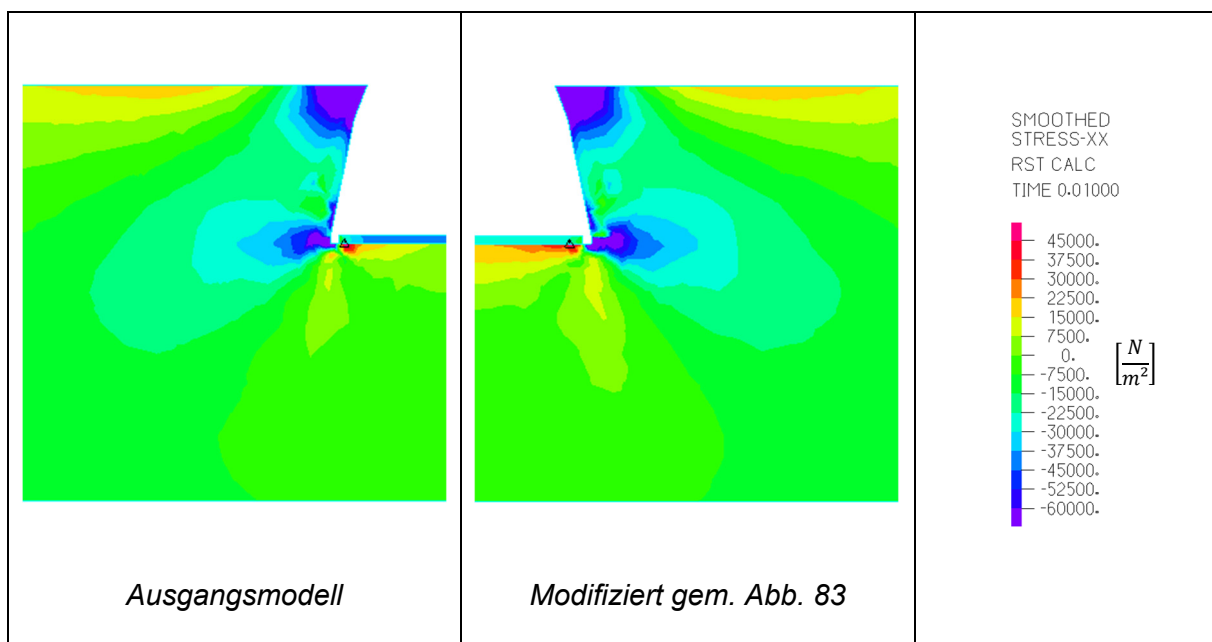


Abb. 86: Vergleich der Spannungen in Fahrtrichtung nach der Sohlenoptimierung

Mit der Sohlenoptimierung (vgl. Abb. 83) und der damit verbesserten Lastverteilung im Schotterbett als auch auf dem Planum sind bis zu 8,25 cm (27,5 % der Schotterdicke) möglich,

sofern auch auf zusätzliche laterale Spannungen mit konstruktiven bzw. mit elastischen Elementen eingegangen wird, um die horizontale Lagestabilität über den Nutzungszeitraum beizubehalten.

5.2 Reduktion der lateralen Spitzenbelastung im Schotterbett

Mit der Hinzunahme einer elastischen Sohle an der Unterseite der Schwelle wurde der vertikale Widerstand verringert und die Einsenkung und die laterale Ausdehnung der Schwellenunterseite wurden erhöht (vgl. Anhang R). Mit der Verringerung des Sohlwiderstandes und der höheren Einsenkung steigen auch die Scherkräfte lateral zur Schwelle, dies wird besonders im Vergleich des Fahrwegmodells mit und ohne elastische Sohle deutlich (vgl. Abb. 64). Die lateralen Ausdehnungen haben allerdings Einfluss auf die Spannungen in der horizontalen Ebene. Die erhöhten Spannungen sollen mit lateral angebrachten Konstruktionselementen zwischen der Schwelle und dem Schotter reduziert werden.

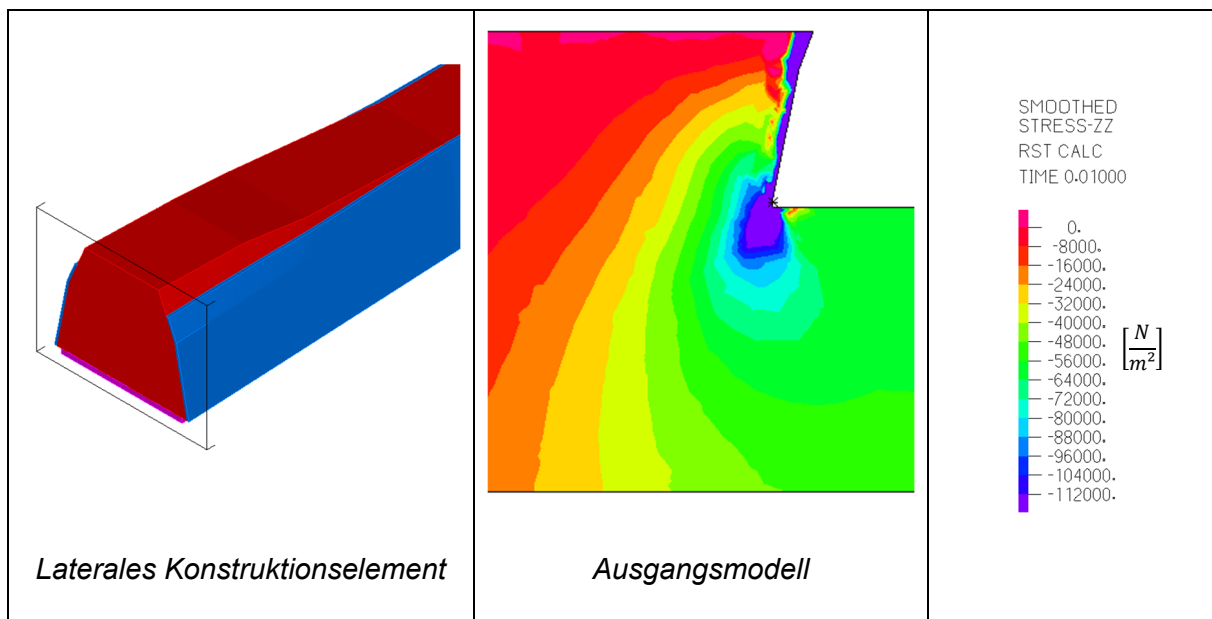


Abb. 87: Vertikale Spannungen im Ausgangsmodell und in möglichen lateralen Konstruktionselementen ($E_{sKE}=2.300 \text{ kN/m}^2$)

Hierzu werden am Ein-Schweller-Ersatzmodell elastische Elemente an den lateralen Flächen der Schwelle modelliert. Die neuen Konstruktionselemente werden mit dem äquivalenten Material, wie den linear-elastoplastischen Elementen, modelliert, da davon auszugehen ist, dass die enormen Scherspannungen an den lateralen Kontaktflächen aufgrund der hohen Steifigkeit vom Spannbeton in Verbindung mit dem granularen Schottermaterial entstehen. Da sich die Ausdehnungen der Spannbeton Schwelle auf der horizontalen Ebene im zweistelligen Mik-

rometer-Bereich bewegen (vgl. Anhang Q), ist eine geringe Ausgleichsdicke des Konstruktionselementes für den Übergang von Spannbeton auf Schotter vorzusehen. Es wurde eine Dicke von 5 mm gewählt. In Abb. 87 sind das Ein-Schweller-Ersatzmodell im Ausgangszustand und das mögliche Konstruktionselement an den lateralen Kontaktflächen dargestellt. Die Materialparameter des zusätzlichen Konstruktionselements werden im ersten Schritt mit den Materialparametern der elastischen Sohle modelliert.

Der Vergleich in Abb. 88 stellt dar, dass bei sehr elastischen lateralen Konstruktionselementen die laterale Belastung zurückgeht, jedoch die Sohle stärker belastet wird. Die lateralen Kontaktflächen der Schwelle werden für die Lastabtragung somit nur sehr gering genutzt. Dasselbe Konstruktionselement mit einem Elastizitätsmodul von 100.000 kN/m² aktiviert die Kontaktflächen zur Lastabtragung und hält die Belastung auf der elastischen Sohle gering. Laterale Konstruktionselemente sollten die Bedingung $E_{\text{Schotter}} > E_{\text{sKE}} \gg 2.300 \text{ kN/m}^2$ erfüllen. Im Anhang V sind weitere Zwischenwerte für den Elastizitätsmodul und die daraus resultierenden vertikalen Spannungsverläufe abgebildet.

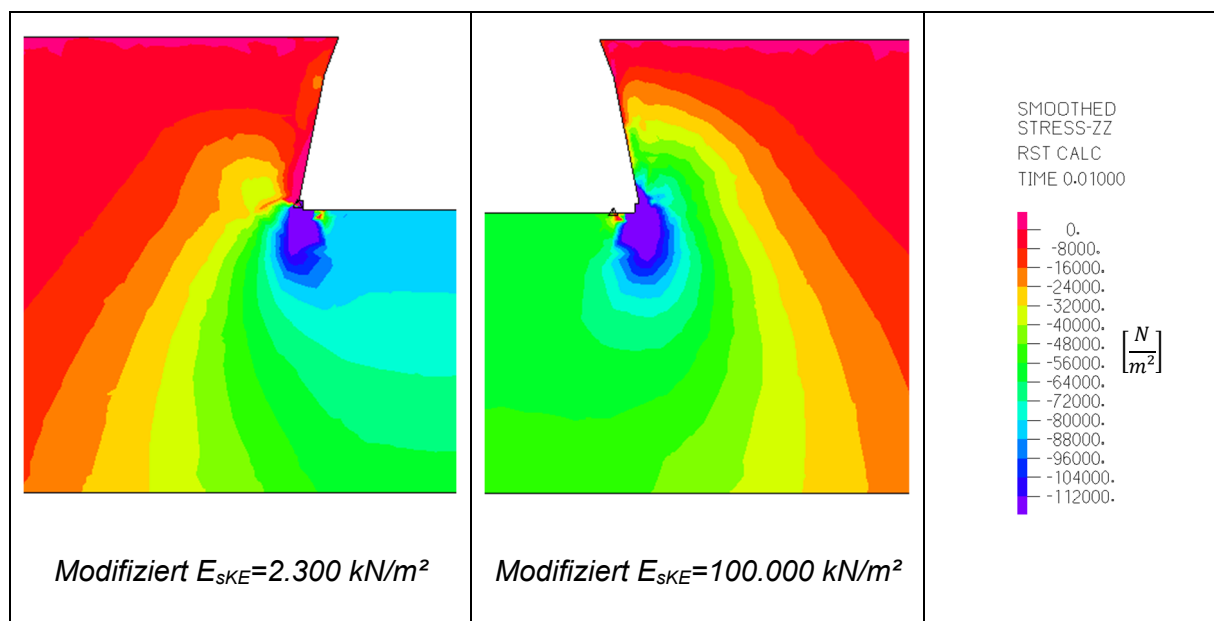


Abb. 88: Vergleich der Spannungen in Fahrtrichtung nach der Sohlenoptimierung

Weitere Vorteile der Erhöhung des elastischen Anteils in der horizontalen Ebene sind die Reaktionen auf mögliche Temperaturänderungen, die für deutlich höhere Druck- bzw. Zugbelastungen im Schotterbett (s. Anhang R) sorgen. Mit den elastischen seitlichen Komponenten könnten diese reduziert werden, da sie sich deutlich flexibler anpassen würden. Außerdem werden Rotationsbewegungen der Schwelle um die Y-Achse (vgl. Anhang Q), die beim Überrollvorgang des Radsatzes entstehen, ausgeglichen. Das seitliche elastische Konstruktions-

element kann dabei mithilfe einer Spannungsverlaufsanalyse optimal mit veränderlichem Elastizitätsmodul in den jeweiligen Bereichen an die Belastung angepasst werden (vgl. Abb. 89 und Abb. 90).

Der Nachteil der zusätzlichen Konstruktionselemente ist die erhöhte Scherbelastung an den äußeren Rändern der Schwellenunterseite. Die erhöhte Scherbelastung resultiert aus der höheren Schwelleneinsenkung, die sich folglich auch nachteilig auf die Schieneneinsenkung auswirkt. Sehr weiche Materialien, wie elastische Konstruktionselemente, sind zudem anfälliger durch Stopfpickel während der Instandsetzung des Gleises beschädigt zu werden. Die Stopfpickel werden jedoch nicht an den Kopfflächen der Schwellen wie auch an den Bereichen unterhalb der Schiene eingesetzt, sodass diese Flächen mit zusätzlichen elastischen Konstruktionselementen ausgestattet werden könnten (vgl. Abb. 79 mit Abb. 89).

Die Nachhaltigkeit der Optimierung des Schotteroberbaus leitet sich daher aus den Grenzwerten der Schieneneinsenkung (vgl. 4.9.1), der Spannungsverteilung auf die Sohle und der lateralen Flächen zwischen Schwelle und Schotter sowie aus der Instandsetzung des Oberbaus ab.

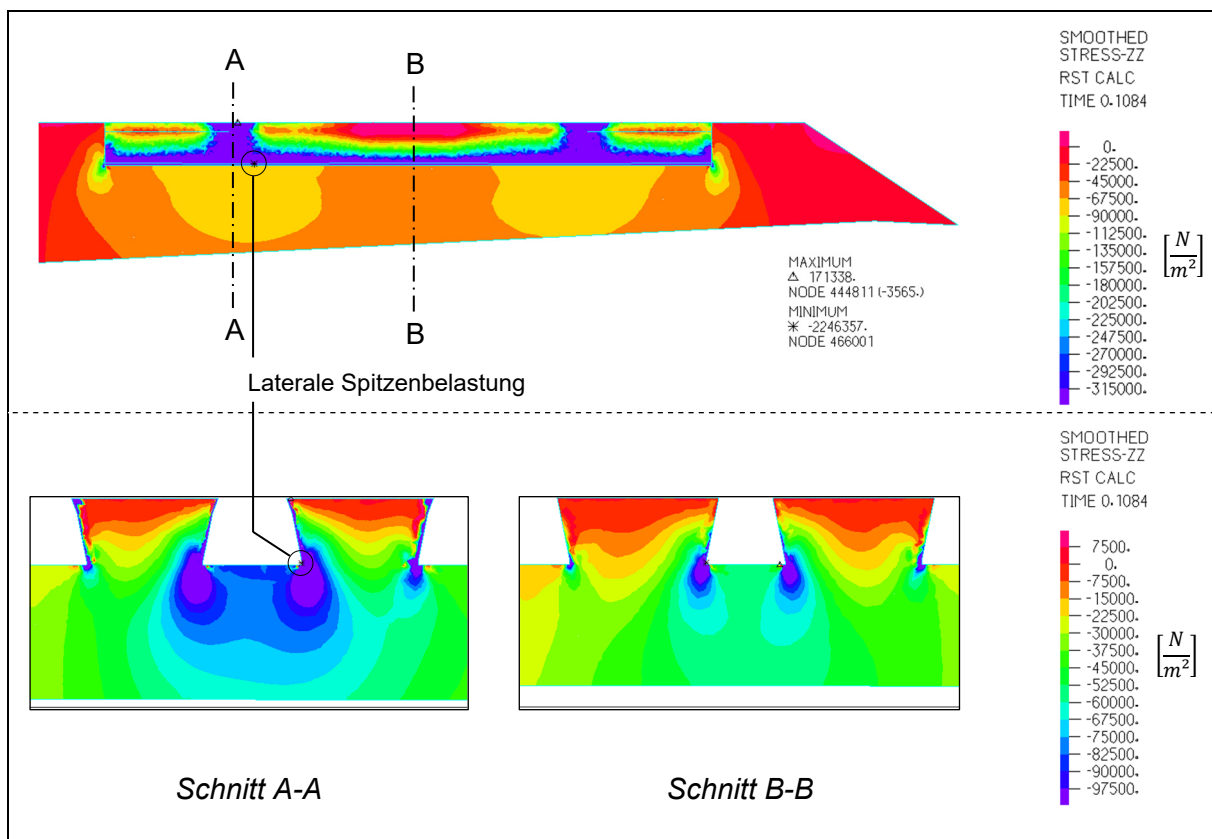


Abb. 89: Maximaler und minimaler vertikaler Spannungsverlauf beim FEM-Fahrgewegmodell, der über die Schwellenunterseite in das Schotterbett übertragen wird

Generell ist das Ziel, die lateralen Belastungen zu vermindern, um den Verschleiß des Korngerüstes auf der horizontalen Ebene der Schwellen zu mindern. Der Verschleiß erzeugt über den Nutzungszeitraum Feinanteile und Fragmente (vgl. Anhang E), die zur Verschmutzung des Schotterbettes führen und damit zu einem ähnlichen Effekt wie beim Rundschotter.

Neben den lateralen Spannungen an der Kontaktfläche zwischen dem Schotterbett und der Schwelle sind auch die Spannungsänderungen unterhalb der Schwellenunterseite zu betrachten. Durch die Doppel-S-Form der Schwelle (vgl. Abb. 80) und die damit verbundene laterale Ausdehnung erfolgt eine Spannungsänderung über den Schwellenquerschnitt. Die Spannungsuntersuchung berücksichtigt die Druck-, Normal- und Scherspannung sowie die vertikale und horizontale Spannung in Fahrtrichtung. Die Spannungsverläufe wurden an dem Zeitschritt analysiert, an dem die Druckspannung maximal ist. In Abb. 89 wird die vertikale Spannung im Schotterbett beim Schnitt A-A, mittig unterhalb des Schienenauflagers und mittig der Schelle in Schnitt B-B dargestellt. Die weiteren Spannungsverläufe sind in Anhang W abgebildet.

Die zwei Schnitte zeigen bei allen Spannungsverlaufsbetrachtungen enorme Unterschiede und damit ist auch ein deutlich unterschiedlicher Verschleiß des Schotters lateral unterhalb der Schwelle vorhanden. Das Resümee aus der Analyse ist, dass je angepasster die lateralen elastischen Konstruktionselemente (zzgl. zu der Optimierung der elastischen Sohle aus Kap. 5.1) auf die Amplitude der Doppel-S-Form der Schwelle ist (vgl. Abb. 90), desto belastungsschonender ist es für das Schotterbett, was zu einer längeren technischen Nutzungsdauer führt. Für höhere Belastungen durch die Radsätze ist eine möglichst steife, aber elastisch gelagerte Schwelle vorzusehen.

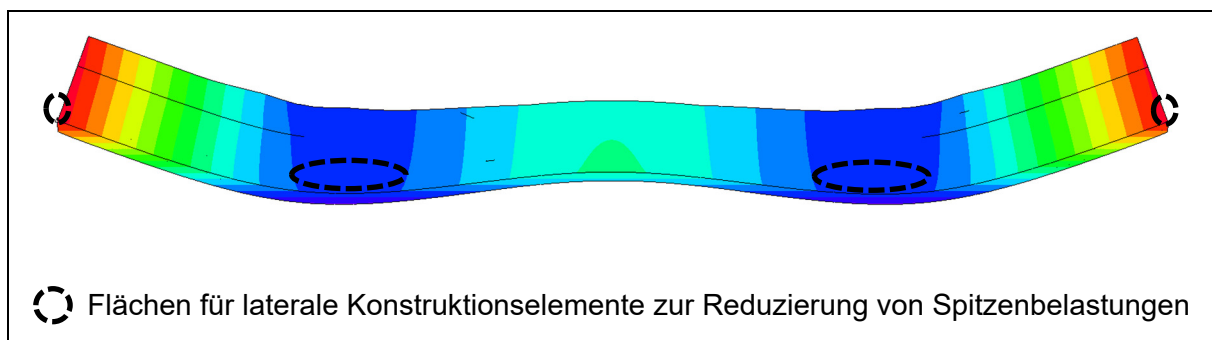


Abb. 90: Mögliche Flächen für laterale Konstruktionselemente

6 Kostenrechnung des Oberbaus

Die Kostenrechnung des Fahrweges wie auch des Oberbaus an sich richtet sich nach den Lebenszykluskosten (LCC), mit den dazugehörigen Investitions- und Instandsetzungsstrategien für die Nutzungsdauer sowie dem am Ende der Nutzungsdauer verbleibenden Restwert. Erschwerend bei der Kostenrechnung ist dabei die Nutzungsdauer des Fahrweges von 30 bis 100 Jahren [B4], welche von den Lasttonnen pro Tag und der Geschwindigkeit maßgeblich beeinflusst wird.

Mit den vorherigen Analysen zu den Spannungsverläufen im Fahrwegmodell, mit Schwerpunkt auf dem Schotterbett, sind die konstruktiven Analysen mit den wirtschaftlichen Aspekten zu verbinden, um einen für den spurgebundenen Verkehr mit maßgeblicher Güterverkehrsbelastung zu ermöglichen. Dies wird mithilfe des LCC, als Teil des Anlagenmanagements, erzielt. Die wirtschaftliche Optimierung bzw. Kostensenkung eines Fahrweges soll und darf jedoch die Erfüllung vorhandener rechtlicher und konstruktiver Forderungen, so bezüglich der Betriebsleistungen, Sicherheit, Funktionsfähigkeit und Instandhaltbarkeit, nicht beeinträchtigen.

Die LCC stellen die anfallenden Kosten je Zeitintervall dar und lassen einen Vergleich über die Nutzungsdauer von unterschiedlichen Oberbaukonzeptionen zu. Die LCC berechnen sich aus den Abschreibungen (Investitionen), den planbaren und nicht planbaren Instandhaltungskosten und den Betriebserscherniskosten [B4].

Die LCC lassen sich maßgeblich bei den Entscheidungen der frühen Planungsphasen, der Entwurfs- und Entwicklungsphase beeinflussen [N23]. Diese Phasen bieten eine sehr gute Möglichkeit, den Lebenszyklus effizient bzw. kostengünstig

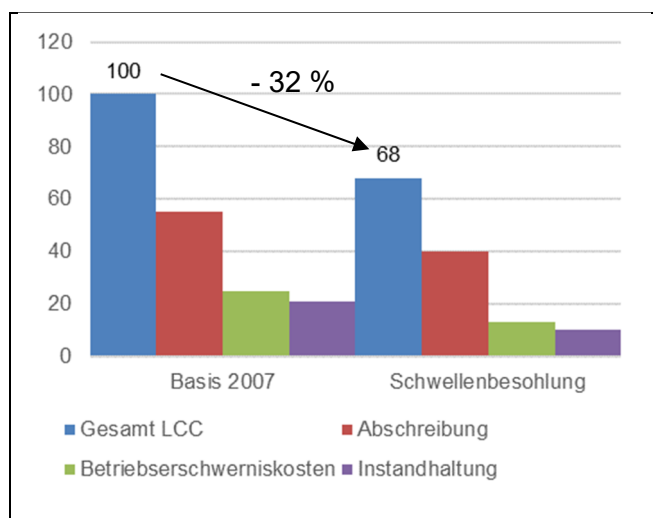


Abb. 91: Gesamt-LCC zwischen be- und unbesohlten Schwellen Gleis [B4]

mit konstruktiven Alternativen zu gestalten [N23]. Dabei sind die Anfangsinvestitionen (Abschreibung) der größte Kostenanteil. Die Verminderung der LCC im Oberbau wurden stetig durch Optimierungen verbessert. Mit der Basis des LCC von 2007 wurde mit den beschlten Schwellen bei den Anfangsinvestitionen, Betriebserschwerungskosten als auch bei den Instandhaltungen Reduktionen von rund 32 % bewerkstelligt. Durch die Reduzierung der Kontaktspannung zwischen Schotter und Spannbetonschwelle konnten die Instandhaltungskosten nahezu halbiert werden, siehe Abb. 91.

Mittels einer weiteren optimierten Schwellenbesohlung sowie lateralen elastischen Konstruktionselementen und der daraus resultierenden Kontaktspannungsreduzierung ist auch eine weiterführende Senkung des (Gesamt-) LCC möglich. Ein kostengünstiger Oberbau kann jedoch nur erzielt werden, wenn mindestens einer der Kostenpositionen beim LCC verringert werden kann. Dazu sollen nachfolgende Ansätze betrachtet werden:

- | | |
|---------------------------|---|
| Ansatz 1 (vgl. Kap. 6.1): | Reduzierung von Materialien und der damit sinkenden Anfangsinvestition und Entsorgungskosten, |
| Ansatz 2 (vgl. Kap. 6.2): | Verlängerung der Nutzungsdauer bzw. der Betriebszeit oder Senkung der Instandhaltungskosten. |

6.1 Reduktion von Investitionen

Bei den Investitionskosten sollen zwei mögliche Varianten des Oberbauaufbaus betrachtet werden, zum einen die Vergrößerung des Schwellenabstandes und zum anderen eine Verminderung der Schotterbettdicke unter der Schwelle. Der hier dargestellte Ansatz 1, mit den zwei Optionen, ist nicht allgemein gültig, weil einige Kostenfaktoren auf den Baustellen voneinander variieren, jedoch soll für eine erste Abschätzung eine wirtschaftliche Abgrenzung der zwei Varianten erfolgen.

Die Vergrößerung der Schwellenabstände reduziert die Anzahl der Schwellen inklusive der Befestigungen, elastischen Lager, Montage- und Demontagearbeiten sowie die Zulieferungskosten und die Entsorgungskosten, sorgt jedoch dafür, dass die Gleissteifigkeit reduziert und der Instandhaltungsaufwand ggf. erhöht wird. Sobald die Summe der Instandhaltungsinvestitionen die verringerten Beschaffungsinvestitionen übersteigt, ist die Vergrößerung des Schwellenabstandes nicht wirtschaftlicher.

Bei einer Schwellenabstandserhöhung von 0,60 auf 0,61 m ist eine B70-Schwelle durch Schotter erst nach 13,82 m Fahrweglänge bzw. nach 22,66 Schwellenabständen amortisiert. Die Vergrößerung des Schwellenabstandes erhöht aber auch die Schotterpressung und vermindert die Lagestabilität. Es treten zudem höhere Biegemomente in der Schiene in den Schwel-

lenabständen auf. Diese Faktoren beeinträchtigen den Lebenszyklus der Oberbaukomponenten. Da die Belastung in einem tieffrequenten Bereich liegt, aufgrund der niedrigen Geschwindigkeit der schweren Güterzüge (im Vergleich zum Personenverkehr), sind eine stabile Lage und niedrige Belastung in den Lasteinleitungspunkten in den Schotter unter der Schwelle besonders wichtig, um eine möglichst hohe Nachhaltigkeit zu erreichen und Re-Investitionen gering zu halten.

Eine Spannbetonschwelle kostet etwa 50,00 € und das äquivalente Schottermaterial mit einem Wert von 4,38 € (vgl. Anhang X). Ein abzuschätzender Gewinn durch Materialreduzierung ist mit 3,30 €/m zu veranschlagen. In der Gegenüberstellung der konstruktiven Verschlechterung der Lagestabilität und der damit verbundenen Erhöhung des LCC sind die wirtschaftlichen Aspekte nur als sehr gering zu bewerten.

Die zweite Variante, die die Reduzierung der Schotterbettdicke beinhaltet, ist eine ersatzlose Streichung von Material im Schotterbett. Ihr können nur die Instandhaltungsinvestitionen über den Lebenszyklus entgegengestellt werden. Das Reduzierungspotenzial der Beschaffungsinvestitionen bzw. die Kapitalersparnis ist annähernd nach Gl. 54 zu bestimmen.

$$K_E = M_{RS} \times \frac{\rho}{\rho_S} (P_S + P_A \times 2(t_{An} + t_{Ab}) + P_E + P_P + P_V + P_R)$$

Gl. 54: Kapitalersparnis durch Schotterbettreduzierung

Das Reduzierungspotenzial hängt von den Baustellenkosten, Transport-, Beschaffungs- und Entsorgungskosten ab. Die Baustellenkosten bestehen aus den Planier-, Verdichtungs- und Verladekosten für die Entsorgung. Sie werden gem. Gl. 55 bis Gl. 57 bestimmt (vgl. Anhang X) und stützen sich auf die Grundleistung, Nutzleistung, den Mittellohn und den Lohnzusatz. Die Arbeiten müssen für den Oberbau durchgeführt werden, sodass eine Kapitalersparnis nur für die Zeit bestimmt werden muss, die für das eingesparte Volumen nicht benötigt wird, das heißt die Kosten für die Anlieferung durch die Fahrzeuge und die Baustelleneinrichtung fallen nicht mit in die Kostenrechnung. Die Transportkosten bei Zulieferung des Schottermaterials als auch der Abtransport zur Entsorgungsdeponie hängen stark von der Entfernung zum Schotterwerk bzw. der Deponie ab.

$$P_P = \frac{Q_{V,P} + MLZ}{Q_{B,P}} = \frac{Q_{G,P} \times K_V(K_D + K_P) + MLZ}{V_{R,P} \times \frac{f_F}{f_L} \times n_P \times f_{1,P} \times f_{2,P} \times f_E}$$

Gl. 55: Planierarbeitskosten mit Planierdrape [B19]

$$P_V = \frac{Q_{V,V} + MLZ}{Q_{B,V}(h_S - \Delta)} - \frac{Q_{V,V} + MLZ}{Q_{B,V}(h_S)} = \frac{(Q_{G,V} \times K_V \times (K_D + K_P) + MLZ) \times z \times (-\Delta)}{b' \times v \times f_E \times (h_S^2 - h_S \Delta)}$$

Gl. 56: Verdichtungsarbeitskosten mit Walzenzug [B19]

$$P_R = \frac{Q_{V,R} + MLZ}{Q_{B,R}} = \frac{Q_{G,R} \times K_V(K_D + K_P) + MLZ}{V_{R,R} \times \frac{f_F}{f_S} \times (t_F + t_E + t_{FA} + \Delta t)^{-1} \times f_{1,R} \times f_E}$$

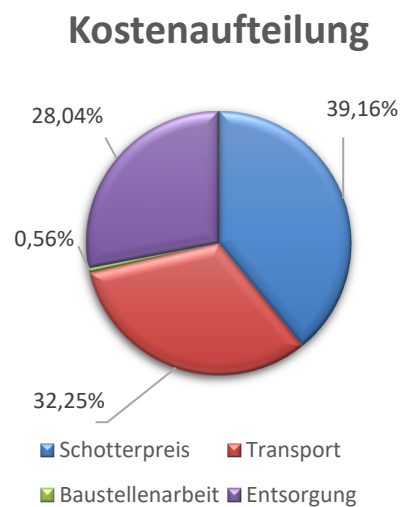
Gl. 57: Radladereinsatz bei Abtransport des Altschotters [B19]

Das Reduzierungspotenzial der Kosten (Kapitalersparnis), je verringertem Kubikmeter Schotter zwischen Schwellensohle und Planum, ist in Tab. 20 ersichtlich. Die Kostenaufteilung in Baustellenkosten, Transport-, Beschaffungs- und Entsorgungskosten ist abgeleitet von den Ergebnissen aus Tab. 20 in Abb. 92 dargestellt.

Faktor	Einheit	Wert
Reduziertes Schottervolumen M_{RS}	m ³	1,00
Verdichtungsgrad	-	1,9/1,7
Schotterpreis P_S	€/m ³	42,50
Transportkosten Sattelzug P_A	€/(h m ³)	5,00
Anlieferungszeit t_{An}	h	1,5
Abtransportzeit t_{Ab}	h	2
Planierungskosten P_P	€/m ³	0,2374
Verdichtungskosten P_V	€/m ³	0,0088
Beladungskosten P_R	€/m ³	0,3627
Entsorgungskosten P_E (Inkl. Verwertung)	€/m ³	30,43
Kapitalersparnis K_E	€/m	121,31

Tab. 20: Kapitalersparnis je Kubikmeter Schotter

Abb. 92: Kostenaufteilung der Kapitalersparnis



Es werden die Volumina betrachtet, die bei einer Reduzierung in Zentimeterschritten bis zu einer Gesamtreduzierung unter der Schwellensohle von 0,05 m eingespart werden können (vgl. Tab. 21). Die Volumenbestimmung wurde pro Meter bestimmt. Näherungsweise ist ein

halber Kubikmeter Schotter je Meter einzusparen und das bei jeder Reduzierung der Schotterbettstärke um einen Zentimeter.

Schotterdicke unter Schwellensohle	Reduziertes Schotterbettvolumen
m	m ³ /m
0,29	0,51
0,28	1,01
0,27	1,51
0,26	2,01
0,25	2,50

Tab. 21: Reduzierung des Schotterbettvolumens je Zentimeter Schotterbettstärke

Die Schotterbettreduzierung zeigt mit 60,65 €/m deutlich mehr Einsparpotenzial als die Schotterreduzierung zwischen den Schwellen mit 3,30 €/m. Bei der Schotterbettreduzierung ist zudem ein niedriger Instandhaltungsaufwand zu erwarten, da zum einen die Schotterpressung unter den Schwellen geringgehalten wird und die Gleisroststeifigkeit gehalten wird. Zum anderen ist das Elastizitätsverhalten auf der horizontalen Ebene bei Schotter im Gegensatz zu Spannbeton höher. Des Weiteren können Temperatureinflüsse langfristig besser abgetragen werden.

6.2 Senkung der Instandhaltungskosten und Verlängerung der Nutzungsdauer

Mittels Instandhaltungsverfahren für Schotter, wie Stopfen (vgl. Abb. 78) oder Schotterreinigung (vgl. Abb. 23), ist die technische Nutzbarkeit eines Oberbaus auch bei hochfrequentierten Strecken nicht selten über 40 Jahre [V14]. Die Instandhaltung verlängert den Lebenszyklus des Oberbaus, allerdings ist dies durch den Materialverschleiß nur begrenzt möglich (vgl. Abb. 93). Die Qualität, beschrieben durch die Qualitätsziffer, kann durch Instandsetzungen nur bedingt wieder verbessert werden, aber nicht die Qualität eines neuwertigen Oberbaus erreichen. Die Qualitätsziffer verläuft exponentiell und wird mittels der Gl. 58 bestimmt. Die Gleichung zeigt die Relevanz der Ausgangslage des Oberbaus, denn die Ausgangsqualität beeinflusst das Qualitätsverhalten über die gesamte Nutzungsdauer. Eine gute Qualität im Oberbau ist daher eine wirtschaftliche Notwendigkeit und einhergehend der Instandhaltungsstrategie.

Die wirtschaftliche Nutzungsdauer ist etwa 5 Jahre niedriger als die technische Nutzungsdauer, da mit einem steigenden Instandsetzungsintervall die LCC steigen. Bei Instandsetzungsintervallen von unter einem Jahr werden die Oberbauten meist unwirtschaftlich [V14].

Dies hat unter anderem auch mit den kürzeren Instandsetzungsintervallen zu tun, da während der Instandsetzungen die Strecke nicht genutzt und für den Verkehr gesperrt wird. Diese Sperrzeiten, als Teil der Betriebserschwerungskosten, erhöhen den LCC.

Das Instandsetzungsintervall des SB könnte mit der angestrebten Schwellenohlenoptimierung und den lateralen elastischen Konstruktionselementen aufgrund der geringeren Spannungsverläufen verlängert werden. Die äußeren Umwelteinflüsse auf den Fahrweg sind an die Optimierungen des Oberbaus jedoch nicht gekoppelt, sodass eine kontinuierliche Instandhaltung unabdingbar für die Gleislage und die Abtragung der Belastungen ist.

$$Q(t) = Q_0 \times e^{b \times t}$$

Gl. 58: Zusammenhang von Investition und Instandhaltung [F8]

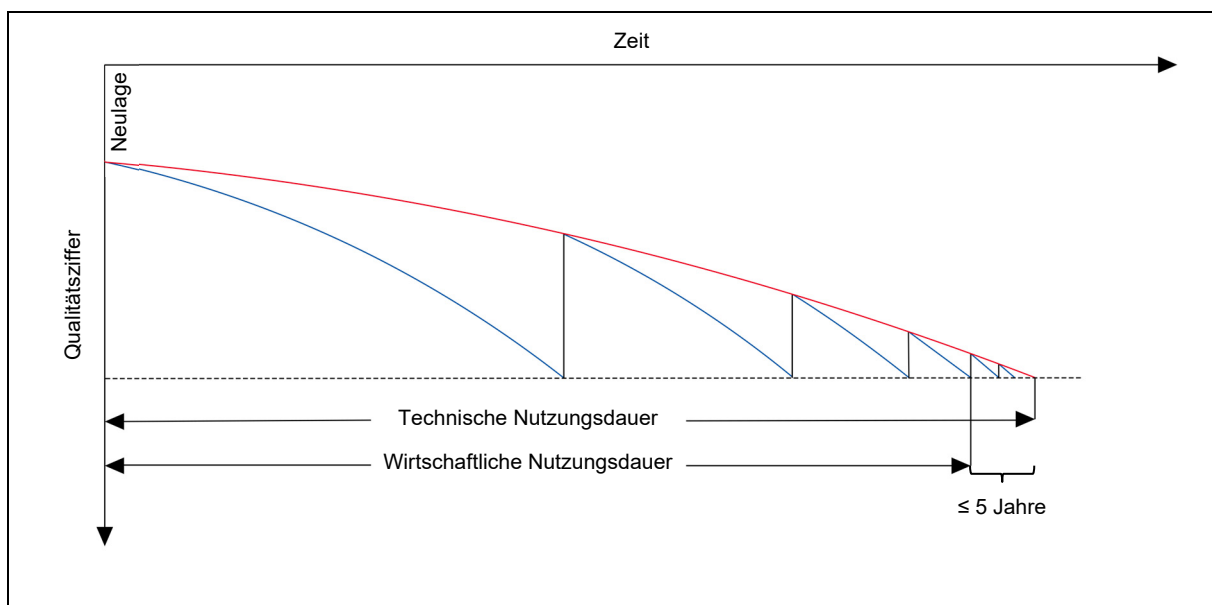


Abb. 93: Beschreibung der technischen und wirtschaftlichen Nutzungsdauer [V14]

Neben der Kostenposition Instandhaltung ist auch eine Verlängerung der Nutzungszeit in Betracht zu ziehen. Die Betrachtung bezieht sich dabei auf einen SB mit besohnten Schwellen, aber ohne die weiterführende Optimierung der Schwellensole und der lateralen elastischen Konstruktionselemente (vgl. Kap. 5).

In der Tab. 22 werden die durchschnittlichen Jahreskosten bei einer Nutzungsdauer von 36 bis 41 Jahren bei einer eingleisigen Strecke mit mehr als 70.000 GesBrT/Tag angegeben. Die

Tabelle veranschaulicht die eher geringe Reduzierung der Jahreskosten pro 1.000 m, die hier zwischen 114 € (37 auf 38 Jahre) und 572 € (36 auf 37 Jahre) liegt.

Jahre	36	37	38	39	40	41
Ø Jahreskosten*	22.439	21.867	21.753	21.235	20.942	20.477
* Eventuell auftretende Dauerlangsamfahrstelle sind in den durchschnittlichen Jahreskosten nicht inbegriffen						

*Tab. 22: Durchschnittliche Jahreskosten pro 1.000 Meter bei einer Nutzungsdauer von 36 bis 41 Jahren bei einer eingleisigen Strecke mit mehr als 70.000 GesBrT/Tag, 60E1, be-
sohlten B70 Schwellen und 1000 m R>600 m [V14]*

Eine Erhöhung der Nutzungszeit oder der Instandhaltungsintervalle sollte aufgrund der zu erwartenden Verminderung des LCC nicht vordergründig angestrebt werden, da diese deutlich geringer sind, als die Verminderung des LCC durch Reduzierung der Schotterbettdicke aus Kap. 6.1.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Mit dem FEM-Fahrwegmodell sind eine schnelle Begutachtung und Bewertung der Spannungsverläufe im Oberbau möglich. Die statische und die zusätzliche dynamische Belastung auf den Oberbau entsprechen der üblichen Güterverkehrsbelastung. Die Einleitung der Belastung erfolgt über einen modellierten Radsatz auf einem Regeloberbau. Das FEM-Fahrwegmodell verläuft bei der Berechnung stabil und konvergent und die Auswertungen der Ergebnisse sind mit 17 GB durchführbar. Das Modell hat im Vergleich zu Messergebnissen, die mittels Druckplatten ermittelt wurden, ähnliche Spannungs- und Verschiebungsgrößen. Die Leistung der FEM-Software und die nötigen Computer werden kontinuierlich weiterentwickelt. Die Entwicklung wird auf mittel- und langfristige Sicht die Berechnungszeit verringern und die Anzahl der zur Verfügung stehenden linearen und nicht linearen Elemente des Modells erhöhen. Die Genauigkeit des Modells wird voraussichtlich steigen und die Gesamtlänge des Modells sowie die Modellierung eines Sinuslaufes auf dem Oberbau werden machbar sein.

Die dynamische Analyse des FEM-Fahrwegmodells zeigt Optimierungsvarianten zwischen der Schwelle und dem Schotter, gerade im Hinblick auf den Nutzen von elastischen Komponenten im Oberbau. Die Wahl des Materials und damit auch die Elastizitätseigenschaften in den Kontaktflächen ermöglichen eine Reduzierung der aufzunehmenden Spannungen im Schotterbett. Die Optimierung kann durch eine angepasste elastische Sohle erreicht werden. Die Sohle ist an die maximalen Verschiebungen der Schwellenunterseite anzupassen. Außerdem erfolgt durch die Radsatzlast sowie durch Temperatureinflüsse ein Abrieb zwischen dem Schotter und der lateralen Flächen der Schwelle. Der Abrieb verschmutzt den Schotter und verändert seine Lastabtragung. Die Optimierung der Spannungsübertragung in den Kontaktflächen hat einen entscheidenden Einfluss auf die technische Nutzungsdauer und damit auch auf die Anfangs- und Re-Investitionskosten des Oberbaus.

Um die Genauigkeit des Modells weiter zu erhöhen, ist zwangsläufig die Bestimmung der granularen Materialparameter für das MOHR-COULOMB-Materialmodell notwendig. Die Parameter haben Einfluss auf die Stabilität und die Lastabtragung durch den Oberbau, da das Tragverhalten des Schotters vom Verschleiß bzw. Verschmutzungsgrad des Schotterbettes abhängt. Dies impliziert, dass die assoziierte Fließregel nicht angewendet wird.

Die Optimierung der elastischen Sohle, die Minimierung des lateralen Abriebs, verbesserte Materialparameter und gegebenenfalls die Anpassung bzw. weiterführende Untersuchung des

Schwelle-Schotter-Kontakts führen langfristig zu einem kostengünstigen Oberbau, mithilfe der Reduzierung der Schotterbettdicke, für den spurgebundene Verkehr mit maßgeblicher Güterverkehrsbelastung.

Literaturverzeichnis

Bücher

- [B1] BERGMEISTER, Konrad / FINGERLOOS, Frank / WÖRNER, Johann-Dietrich (HG): Beton Kalender 2015. Bauen im Bestand Brücken. Berlin 2015.
- [B2] LICHTBERGER, Bernhard: Handbuch Gleis – Unterbau, Oberbau, Instandhaltung, Wirtschaftlichkeit. Linz ³ 2010.
- [B3] KORTE, Wolfgang / STOJEK, Marcus / STOMMEL, Markus: FEM zur Berechnung von Kunststoff- und Elastomerbauteilen. Saarbrücken 2011, S. 1-307.
- [B4] RIEßBERGER, Klaus / Gerber, Ulf / RAHN, Horst: Handbuch Eisenbahninfrastruktur. Dresden ² 2013, S. 1-238.
- [B5] KNOTHE, Klaus / STICHEL, Sebastian: Schienenfahrzeugdynamik. Heidelberg 2003.
- [B6] SCHIEMANN, Wolfgang: Schienenverkehrstechnik – Grundlagen der Gleistrassierung. Stuttgart 2002.
- [B7] KIRCHNER, Eckhard: Leistungsübertragung in Fahrzeuggetrieben. Grundlagen der Auslegung, Entwicklung und Validierung von Fahrzeuggetrieben und deren Komponenten. Heidelberg 2007.
- [B8] POPP, Karl / SCHIEHLEN, Werner: System Dynamics and Long-Term Behaviour of Railway Vehicles, Track and Subgrade. Hannover⁶ 2002.
- [B9] MATTHEWS, Volker: Bahnbau. Nürnberg ⁷ 2007.
- [B10] MARX, Lothar / MOßMANN, Dietmar: Arbeitsverfahren für die Instandhaltung des Oberbaus. Heidelberg ⁷ 2003.
- [B11] BERNER, Klaus / BERTIG, Rudolf / BUCAK, Ömer: Bautabellen für Ingenieure mit Berechnungshinweisen und Beispielen. Neuwied¹⁷, 2006.
- [B12] ELSNER, Peter / EYERER, Peter / HIRTH, Thomas (Hg.): Kunststoffe – Eigenschaften und Anwendungen. Heidelberg⁷ 2012.
- [B13] BATHE, Klaus-Jürgen: Finite Element Procedure. Watertown ² 2014.
- [B14] BATHE, Klaus-Jürgen: Solids and Structures (= Theory and Modeling Guide, Band 1). Watertown 2015.
- [B15] ADAM, Dietmar / BENTE, Sonja / BOLEY, Conrad: Handbuch Geotechnik. München 2011, S.1-224.
- [B16] AHNERT, Frank: Einführung in die Geomorphologie. Heidelberg⁴ 2009.
- [B17] DRACHROTH, Wolfgang: Handbuch der Baugeologie und Geotechnik. Heidelberg³ 2002.
- [B18] FISCHER, Ralph / GÖBEL, Claus / LIEBERENZ, Klaus: Handbuch – Erdbauwerke der Bahnen. Dresden ² 2013.
- [B19] HOFFMANN, Manfred / KUHLMANN, Willy / KRAUSE, Thomas: Zahlentafeln für den Baubetrieb. Wiesbaden⁷ 2006.

Fachzeitschriften und Artikel

- [F1] STEIN, Dietrich / BECKMANN, Dietmar / SIEFER, Thomas: Automatischer Güterverkehr im Untergrund. Ein Verkehrstechnisches Zukunftsszenario. In: Beitrag im Rahmen des Forschungsprojekts „Logistikstandort Deutschland – Zukunftsorientierte Gestaltung der Güterverkehrslogistik“, Jg. 2014, Heft 11.
- [F2] KLOTZINGER, Erwin: Der Oberbauschotter. Teil 1: Anforderungen und Beanspruchung. In: Eisenbahntechnische Rundschau (ETR), 57. Jg. 2008, Heft 9, S. 34-41.
- [F3] STEINER, Ekkehard / KUTTELWASCHER, Christoph / PRAGER, Günter: Druckausbreitung von belasteten Eisenbahnschwellen im Gleisschotter. In Eisenbahntechnische Rundschau (ETR), 61. Jg. 2012, Heft 12, S. 71-75.
- [F4] STEINER, Ekkehard / KUTTELWASCHER, Christoph / PRAGER, Günter: Druckausbreitung von belasteten Eisenbahnschwellen im verschmutzten Gleisschotter. In Eisenbahntechnische Rundschau (ETR), 63. Jg. 2014, Heft 6, S. 68-72.
- [F5] KNOTHE, Klaus / YU, M: Statische und dynamische Eigenschaften von Gummi-Zwischenlagen für Eisenbahnschienen. Forschung im Ingenieurwesen, 66. Jg, Heft 6, S. 247-259
- [F6] ROMAN, Hauke / SAUTNER, Michael: Oberbau-Stopfmaschinen für spezielle Aufgaben. In Eisenbahntechnische Rundschau (ETR), 60. Jg. 2011, Heft 5, S. 22-29.
- [F7] BECKER, Rudolf / VIERLINGER, Patrick: Nachhaltiges Wirtschaften durch gleisgebundenes Schotterrecycling. In: Der Eisenbahningenieur (EI), 55. Jg. 2004, Heft 6, S. 18-22.
- [F8] VEIT, Peter: Qualität im Gleis – Luxus oder Notwendigkeit? In: Der Eisenbahningenieur (EI), 57. Jg. 2006, Heft 12, S. 32-37.

Gesetze

- [G1] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hg.): Bundesverkehrswegeplan 2030 (BVWP). Berlin 2016.
- [G2] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hg.): Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung (EBO). Berlin 2012.

Normen, Regelwerke und Richtlinien

- [N1] Deutsches Institut für Normgebung (Hg.): DIN EN 13715 – Bahnanwendungen - Radsätze und Drehgestelle - Räder - Radprofile. Berlin 2015.
- [N2] Internationaler Eisenbahnverband (Hg.): UIC Kodex 571-3 – Einheitsgüterwagen – Güterwagen der Sonderbauart – Merkmale. Paris⁶ 2004.
- [N3] Deutsches Institut für Normgebung (Hg.): DIN EN 13848-1 - Bahnanwendungen - Oberbau - Gleislagequalität. Berlin 2008.
- [N4] Deutsches Institut für Normgebung (Hg.): DIN EN 13230-1 - Bahnanwendungen - Oberbau - Gleis- und Weichenschwellen aus Beton - Teil 1: Allgemeine Anforderungen. Berlin 2014.

- [N5] Deutsches Institut für Normgebung (Hg.): DIN EN 13481-1 – Bahnanwendungen - Oberbau - Leistungsanforderungen für Schienenbefestigungssysteme - Teil 2: Befestigungssysteme für Betonschwellen. Berlin 2012.
- [N6] Deutsche Bahn AG (Hg.): Richtlinie 800.0130 - Netzinfrastruktur Technik entwerfen - Streckenquerschnitte auf Erdkörpern. 1997.
- [N7] Deutsche Bahn AG (Hg.): Richtlinie 820 - Grundlagen des Oberbaus. 2013.
- [N8] Deutsche Bahn AG (Hg.): Richtlinie 836 Vorschrift für Erdbauwerke. 2014.
- [N9] Deutsche Bahn AG (Hg.): BN/DB-Standard (DBS) 918 143 - Technische Lieferbedingungen, Gleis- und Weichenschwellen für Schotteroberbau (Scho) und Feste Fahrbahn (FF). 2005.
- [N10] Deutsches Institut für Normgebung (Hg.): DIN EN 13450 - Gesteinskörnungen für Gleisschotter. Berlin 2004.
- [N11] Deutsches Institut für Normgebung (Hg.): DIN 18134 – Baugrund - Versuche und Versuchsgeräte - Plattendruckversuch. Berlin 2012.
- [N12] Deutsches Institut für Normgebung (Hg.): DIN 18123 – Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Korngrößenverteilung. Berlin 2011.
- [N13] Deutsches Institut für Normgebung (Hg.): DIN 18125-1 – Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Dichte des Bodens - Teil 1: Laborversuche. Berlin 2010.
- [N14] Deutsches Institut für Normgebung (Hg.): DIN 18125-2 – Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Dichte des Bodens - Teil 2: Feldversuche. Berlin 2011.
- [N15] Deutsches Institut für Normgebung (Hg.): DIN 18126 – Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung. Berlin 1996.
- [N16] Deutsches Institut für Normgebung (Hg.): DIN EN 1097-2 – Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 2: Verfahren zur Bestimmung des Widerstandes gegen Zertrümmerung. Berlin 2012.
- [N17] Deutsches Institut für Normgebung (Hg.): DIN EN 13262 Bahnanwendungen – Radsätze und Drehgestelle - Räder - Produktanforderungen. Berlin 2011.
- [N18] Deutsches Institut für Normgebung (Hg.): DIN EN 13674 – Bahnanwendungen - Oberbau - Schienen - Teil 1: Vignolschienen ab 46 kg/m. Berlin 2011.
- [N19] Deutsches Institut für Normgebung (Hg.): DIN EN 1992 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Berlin 2011.
- [N20] Deutsches Institut für Normgebung (Hg.): DIN EN ISO 527 Kunststoffe - Bestimmung der Zugeigenschaften - Teil 5: Prüfbedingungen für unidirektional faserverstärkte Kunststoffverbundwerkstoffe. Berlin 2010.
- [N21] Deutsches Institut für Normgebung (Hg.): DIN 18136 Baugrund - Untersuchung von Bodenproben - Einaxialer Druckversuch. Berlin 2003.
- [N22] Deutsches Institut für Normgebung (Hg.): DIN 18137 Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 2: Triaxialversuch. Berlin 2011.

- [N23] Deutsches Institut für Normgebung (Hg.): DIN EN 60300-3-3 (Entwurf) – Zuverlässigkeitsmanagement - Teil 3-3: Anwendungsleitfaden - Lebenszykluskosten. Berlin 2014.

Online Dokumente

- [O1] Die Deutsche Bahn AG (Hg.): Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung. Infrastrukturzustands- und Entwicklungsbericht 2014. 2015. URL: [https://www.eba.bund.de/DE/HauptNavi/Finanzierung/ LuFV/Infrastrukturzustandsbericht/izb_node.html](https://www.eba.bund.de/DE/HauptNavi/Finanzierung/LuFV/Infrastrukturzustandsbericht/izb_node.html) (abgerufen am 31.05.2015).
- [O2] Die Deutsche Bahn AG (Hg.): DB-Streckendaten. 2015. URL: http://stredax.dbnetze.com/ISRViewer/public_html_de/svg/index.html (abgerufen am 22.06.2015).
- [O3] FREUDENSTEIN, Stephan: Die Entwicklung der Festen Fahrbahn in Betonbauweise als Fahrweg für den Hochgeschwindigkeitsverkehr. URL: https://www.baumaschine.de/fachzeitschriften/baumaschinen/bauportal_daten/2010/heft7/a421_424.pdf/at_download/file (abgerufen am 23.01.2016).
- [O4] ANTONI, Marc: Schienenfachtagung. Schottergleis mit 400 km/h. URL: <http://www.schienenfahrzeugtagung.at/download/PDF2011/23-Antoni.pdf> (abgerufen am 23.01.2016).
- [O5] Forschungs-Informations-System (FIS): Maximal zulässige Radsatzlasten der europäischen Schieneninfrastruktur. 2014. URL: <http://www.forschungsinformationssystem.de/servlet/is/325055/> (abgerufen am 17.05.2015).
- [O6] MÜLLER-BORUTTAU, Frank / BREITSAMTER, Norbert: Elastische Elemente im Gleis verringern die Fahrwegbeanspruchung. URL: http://www.imb-dynamik.de/pdf/publ/Elastische_Elemente_im_Gleis_verringern_die_Fahrwegbeanspruchung.pdf (abgerufen am 30.10.2015).
- [O7] MÜLLER-BORUTTAU, Frank: Betonschwelle mit elastischer Sohle. URL: http://www.imb-dynamik.de/pdf/publ/Betonschwellen_mit_elastischer_Sohle_-_Erfahrungen_und_Erkenntnisse.pdf (abgerufen am 30.10.2015).
- [O8] ESVELD, Coenraad: Noise and Vibration Mitigation in Railway Track. URL: http://www.esveld.com/Download/TUD/Esveld_presentation.pdf (abgerufen am 18.06.2016).
- [O9] MÜLLER, Günter: Die Finite Elemente Methode: Vierzig Jahre in der Produktentwicklung. 2015. URL: <http://efem.esocaet.com/file.php/1/KAP-CADFEM.pdf> (abgerufen am 10.10.2015).
- [O10] ADINA (Hg.): Tech Brief. Elasto-Plastic Large Strain Collapse Analysis of Pipes. URL: <http://www.adina.com/newsgH-27.shtml> (abgerufen am 25.01.2016).
- [O11] SCHINDLER, Christian: Eisenbahnschiene mit spannungsoptimiertem Schienenkopfprofil. 2012. URL: <http://www.google.com/patents/DE102011011569A1?cl=de> (abgerufen am 11.10.2015).
- [O12] ThyssenKrupp (Hg.): Oberhandbuch. 2014. URL: <http://www.oberbauhandbuch.de/oberbauhandbuch.html> (abgerufen am 27.08.2014).

- [O13] Getzner Werkstoffe (Hg.): Zwischenlagen. 2012. URL: http://www.getzner.com/index.php?eID=tx_nawsecuredl&u=0&file=fileadmin/downloads/02_broschueren/bahn/de/12-Getzner-Rail-pads-de.pdf&t=1432593976&hash=9025adb1dc0a7bc7d6d798f5d77fde82781b0254 (abgerufen am 24.05.2015).
- [O14] Maschinenbau-Wissen.de (Hg.): Querkontraktion - Querkontraktion berechnen. 2014. URL: <http://www.maschinenbau-wissen.de/skript3/mechanik/festigkeitslehre/142-querkontraktion> (abgerufen am 12.02.2015).
- [O15] BUONSANTI, Michele / CIRIANNI, Francis / LEONARDI, Giovanni: Mitigation of Railway Traffic Induced Vibrations: The Influence of Barriers in Elastic Half-Space. 2009. URL: <http://www.hindawi.com/journals/aav/2009/956263/> (abgerufen am 27.08.2014).
- [O16] Getzner Werkstoffe (Hg.): Werkstoffeigenschaften und Schwingungsisolation. Technische Informationen. URL: <https://www.getzner.com/media/1059/download/Brosch%C3%BCre%20Werkstoffeigenschaften%20und%20Schwingungsisolation%20DE.pdf?v=1> (abgerufen am 29.01.2016).
- [O17] DILLMAN, Olaf Otto: Geowissenschaftlicher Dienst. URL: <http://www.geodienst.de/einteilung%20der%20gesteine.htm> (abgerufen am 14.01.2016).
- [O18] PERSSON, Per-Olaf: Lecture 2 – Unstructured Mesh Generation. 2006. URL: <http://persson.berkeley.edu/pub/persson06unstructured.pdf> (abgerufen am 20.10.2015).
- [O19] RYPL, Daniel: Automatic Mesh Generation. 2010. URL: http://mech.fsv.cvut.cz/~krejci/vyuka/NTP2/Prednasky/automatic_mesh_generation.pdf (abgerufen am 20.10.2015).
- [O20] MÜLLER-BORUTTAU, Frank / BREITSAMTER, Norbert: Zur Dimensionierung Elastischer Elemente des Oberbaus. URL: http://www.imb-dynamik.de/pdf/publ/Zur_Dimensionierung_Elastischer_Elemente_des_Oberbaus.pdf (abgerufen am 15.10.2014).
- [O21] MÜLLER-BORUTTAU, Frank / BREITSAMTER, Norbert: Elastische Gleiskomponenten verringern die dynamische Unterbau- und Untergrundbeanspruchung. URL: http://www.imb-dynamik.de/pdf/publ/Elastische_Gleiskomponenten_verringern_die_dynamische_Unterbau_-_und_Untergrundbeanspruchung.pdf (abgerufen am 25.05.2015).
- [O22] MÜLLER-BORUTTAU, Frank / BREITSAMER, Norbert: Dynamische Gleismessungen und spektrale Analyse – Wie man messen und was man daraus erfahren kann. URL: http://www.imb-dynamik.de/pdf/publ/Dynamische_Gleismessungen_und_spektrale_Analyse_-_wie_man_messen_und_was_man_daraus_erfahren_kann.pdf (abgerufen am 01.11.2015).
- [O23] KAISER, Ingo: Hochdetaillierte Modellierung der Fahrzeug-Fahrweg-Wechselwirkung. 2011. URL: http://elib.dlr.de/73790/1/2212_Kaiser.pdf (abgerufen am 13.09.2014).
- [O24] NVIDIA (Hg.): Parallele Berechnungen mit CUDA. 2015. URL: <http://www.nvidia.de/object/cuda-parallel-computing-de.html> (abgerufen am 22.10.2015).
- [O25] Plassar und Theurer (Hg.): Maschinen Systeme – Stopfung. URL: <https://www.plassertheurer.com/de/maschinen-systeme/stopfung.html> (abgerufen am 08.11.16).

- [O26] Bomag (Hg.): Walzenzug BW 213 DH-5/P – Technische Daten. URL: <http://www.bomag.com/de/de/neumaschinen/maschinen-fuer-erdbau/Walzenzuege-mit-Vibrationsplatten/BW+213+DH-5:P.html> (abgerufen am 20.02.2016).

Skripten

- [S1] FÜRMETZ, Reinhard: Bau und Betrieb von Schienenbahnen. Schotteroberbau. Skriptum, Universität der Bundeswehr München 2009.
- [S2] THIEL, Hans-Christoph: Ausgewählte Begriffe und Abkürzungen des Eisenbahn- und Verkehrswesens, der Fahrzeugtechnik und ausgewählter Rechtsgrundlagen. Skriptum, TU Cottbus 2014.

Unveröffentlichte Schriften

- [U1] HOU, Zhang: Advanced ADINA CFD Training – [3] Dealing with non-convergence. Stand: 23.07.2015.

Veröffentlichte Schriften

- [V1] KLOTZ, Christian: Schalltechnische Strukturoptimierung von Eisenbahnradsets. Dissertation, TU Dresden 2012.
- [V2] DAMME, Sabine: Zur Finite-Element-Modellierung des stationären Rollkontakts von Rad und Schiene. Dissertation, TU Dresden 2006.
- [V3] KUPFER, Robert: Auswirkungen von Beschleunigungs- und Bremskräften auf die Längsbewegung des Gleisrostes. Dissertation, TU München 2004.
- [V4] KRUSE, Holger: Modellgestützte Untersuchung der Gleisdynamik und des Verhaltens von Eisenbahnschotter. Dissertation, Universität Hannover 2002.
- [V5] KRATOCHWILLE, Rainer: Zum Nutzen schaltbarer Schlingerdämpfer in Trassierungselementen mit veränderlicher Gleiskrümmung. Dissertation, Universität Hannover 2004.
- [V6] KÖHLER, Michael: Der Bettungsmodul für den Schotteroberbau von Meterspurbahnen. Dissertation, Eidgenössische technische Hochschule Zürich 2002.
- [V7] FRIEDRICH, Klaus: Einfluss der Bauwerk-Baugrund-Wechselwirkung auf das dynamische Verhalten des Eisenbahnoberbaus. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum 2004.
- [V8] HOLTZENDORFF, Kira: Untersuchung des Setzungsverhaltens von Bahnschotter und der Hohlagenentwicklung auf Schotterfahrbahnen. Dissertation, TU Berlin 2003.
- [V9] SCHELLE, Henning: Radverschleißreduzierung für eine Güterzuglokomotive durch optimierte Spurführung. Dissertation, Universität Berlin 2014.
- [V10] ILIEV, Dimitre: Die horizontale Gleislagestabilität des Schotteroberbaus mit konventionellen und elastisch besohnten Schwellen. Dissertation, TU München 2012.

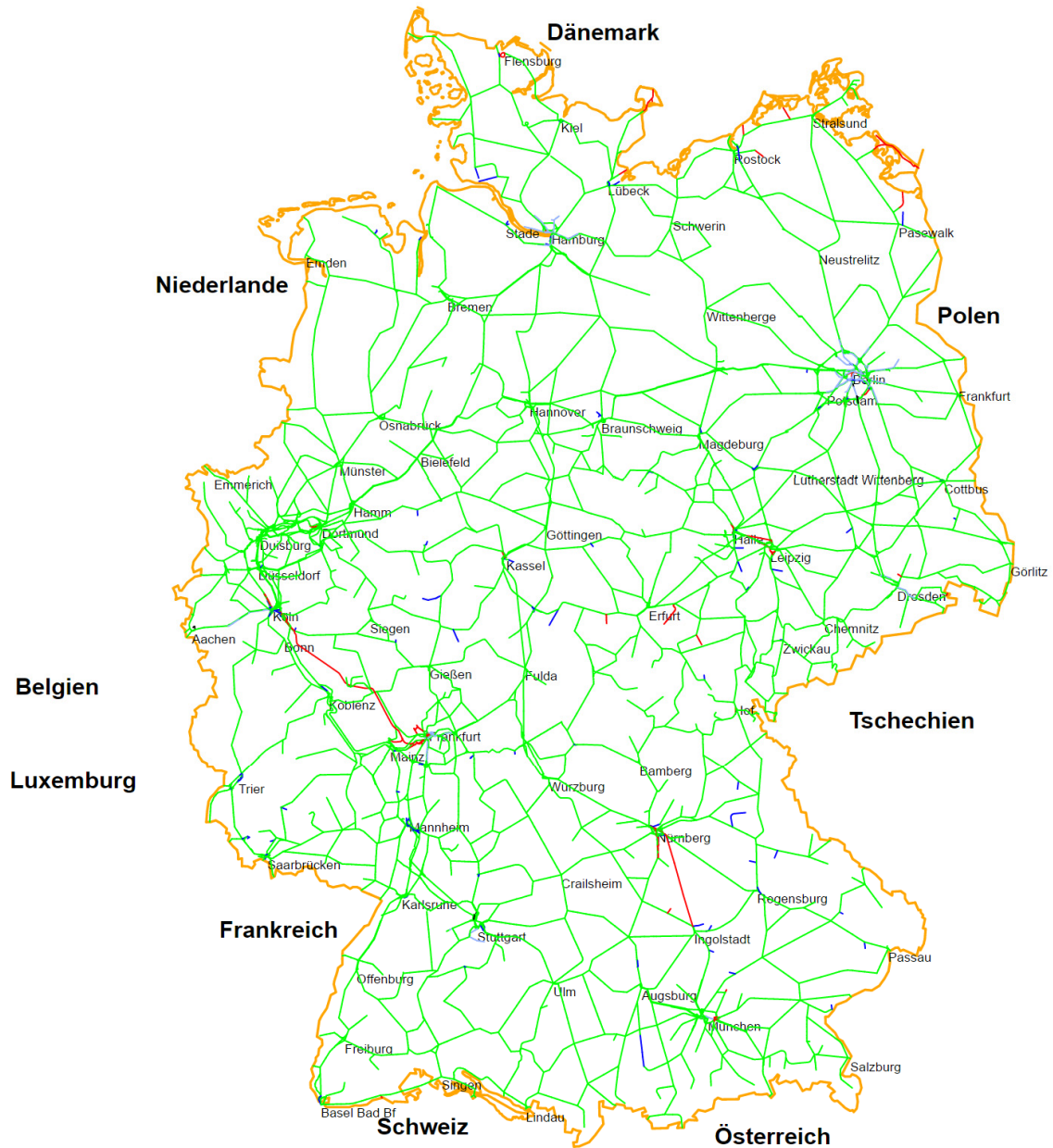
- [V11] RADAMPOLA, Senante Sujeewa: Evaluation and modelling performance of capping layer in rail track substructure. Dissertation, Central Queensland University 2006.
- [V12] FISCHER, Johann: Der Einfluss der Verschmutzung auf die Tragfähigkeit des Schotterbettes. Dissertation, TU Graz 1983.
- [V13] KLUGAR, Karl: Beschreibung und Auswertung der Versuche zur Bestimmung des Winkels der inneren Reibung für Kiesböden bis 50 mm Korndurchmesser. Dissertation, Technische Hochschule Wien 1955.
- [V14] ENZI, Markus: Optimaler Re-Investitionszeitpunkt für den Oberbau von Streckenabschnitten. Dissertation, TU Graz 2011.
- [V15] BACH, Holger: Evaluation of attrition tests for railway ballast. Dissertation, TU Graz 2013.
- [V16] SIEVERS, Hauke: Life Cycle Cost am Beispiel von frei bewitterten und im Tunnel verlegten Holzschwellen im Einsatz der Hamburger HOCHBAHN. Bachelorarbeit, TU Braunschweig 2011.

Anhang

Anhang A Verkehrsart [O2]	125
Anhang B Zulässige Trassengeschwindigkeit [O2]	126
Anhang C Modelle zur Erstellung einer Oberbau-DGL	127
Anhang D Kontaktspannung nach HERTZ.....	129
Anhang E Verschleiß Typologie von Schotterkörnern [V15]	130
Anhang F Längsabtragung im Schotterbett	132
Anhang G Spannbetonschwelle B70 [O12]	135
Anhang H Regelaufbau bei Neubau.....	136
Anhang I Frosteinwirkungsgebiet in Deutschland [N8]	137
Anhang J Datenblatt von GETZNER für SYLODYN NB.....	138
Anhang K Datenblatt von GETZNER für SYLODYN SLB 2210 G	144
Anhang L Berechnung des Elastizitätsmoduls für Zwischenlagen und die Schwellenbesohlung.....	146
Anhang M Berechnung der maximalen Schotterpressung (p_{max}), Stützkraft (S_{max}) und Einsinktiefe (y_{max}) unter der Schwelle nach Zimmermann [B2].....	147
Anhang N Einfluss der Geschwindigkeit von starren und flexiblen Radsätzen auf den Schienenkopf [O23]	148
Anhang O „Collapse“-Analyse des Ein-Schweller-Ersatzmodells	149
Anhang P FEM Modell mit elastischer Sohle und dem Lastfall nach MÜLLER- BORUTTAU	154
Anhang Q Belastungsvarianten.....	155
Anhang R Einfluss von Modellverkleinerungen und Temperatureinflüsse	164
Anhang S Computerkonfigurationen	166
Anhang T Belastungsverläufe im Schotterbett beim Referenzmodell.....	167
Anhang U Vergleich der Spannungsverläufe zwischen dem Ein-Schweller-Ersatzmodell und dem Fahrwegmodell	169
Anhang V Vertikaler Spannungsverlauf beim modifizierten Ein-Schweller Ersatzmodell mit variierendem Elastizitätsmodul bei den zusätzlichen seitlichen Konstruktionselementen	171

Anhang W Max. und min. Spannungsverläufe durch das Schotterbett	172
Anhang X Kalkulationsdaten [V16]	174
Anhang Y Kosten für die Baustellenarbeit [B19], [O26]	175
Anhang Z Transportkosten	178

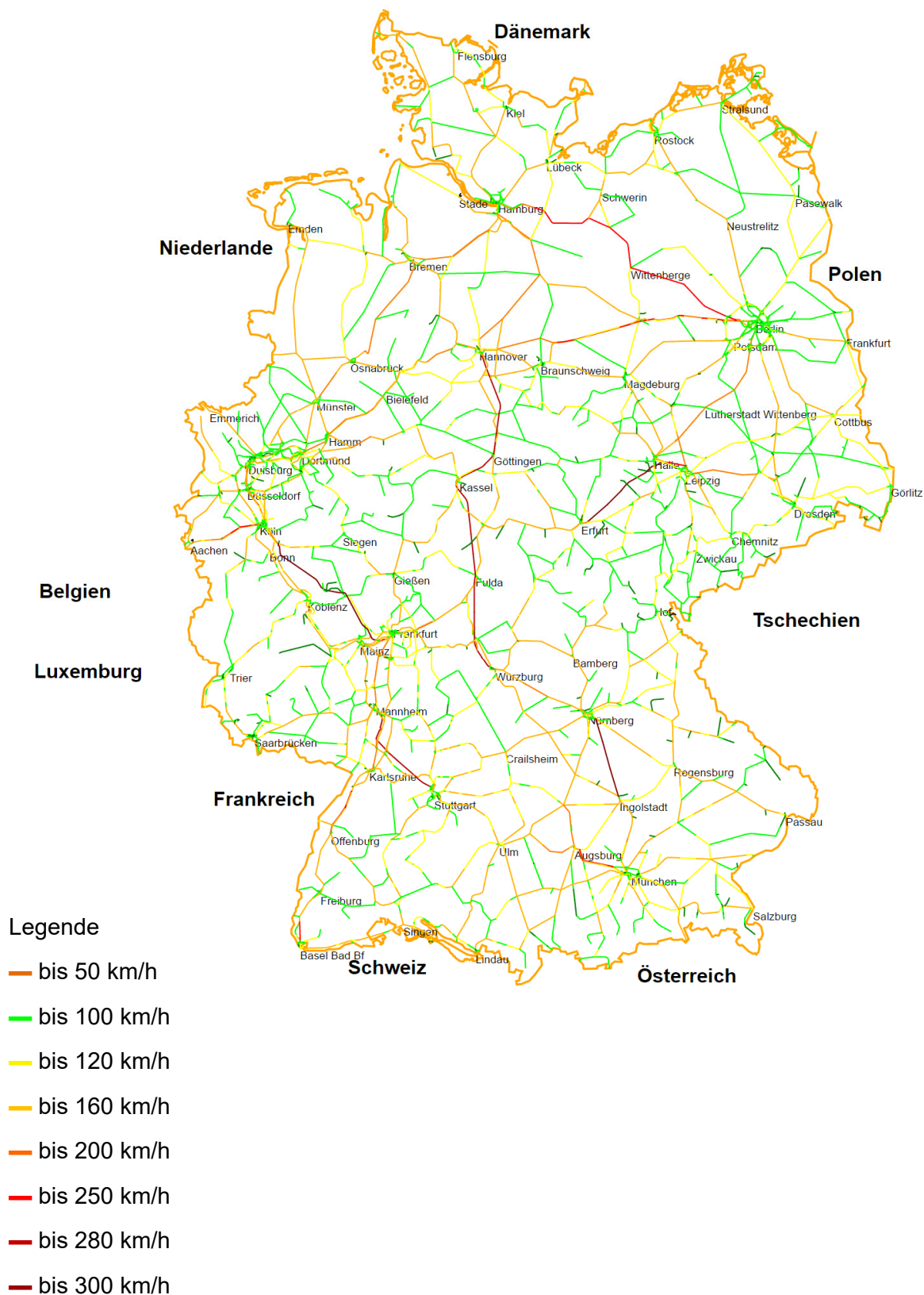
Anhang A Verkehrsart [O2]



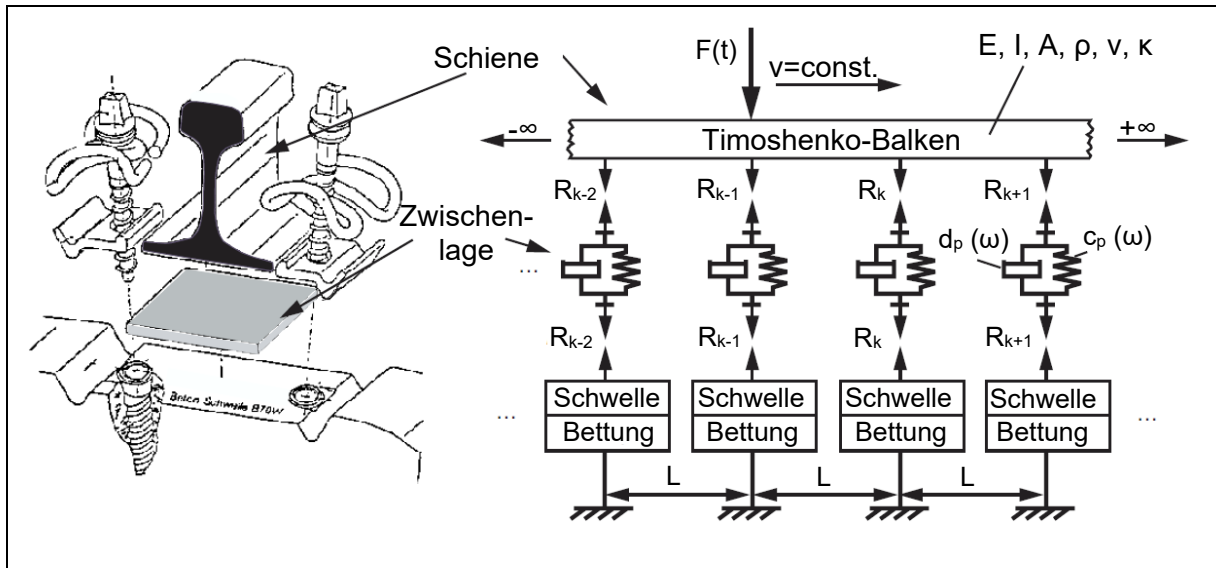
Legende

- Personenverkehr
- Güterverkehr
- Personen-/Güterverkehr
- S-Bahn

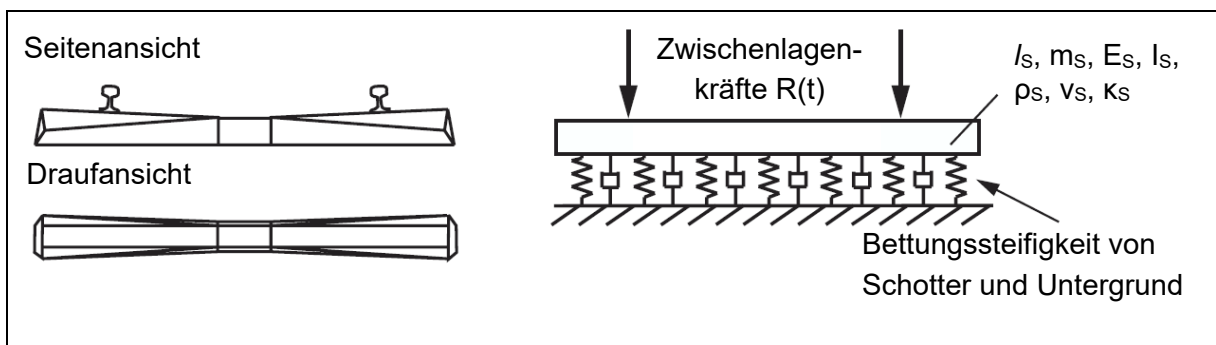
Anhang B Zulässige Trassengeschwindigkeit [O2]



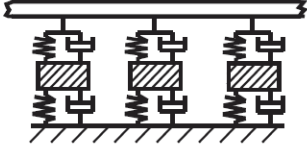
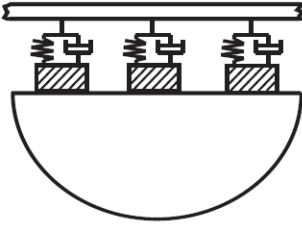
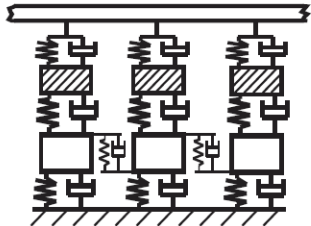
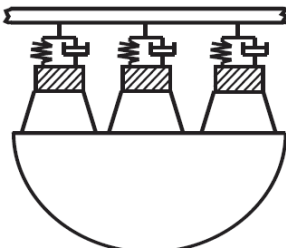
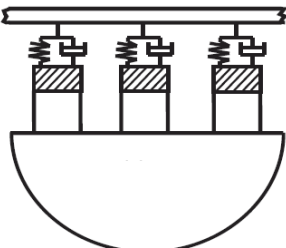
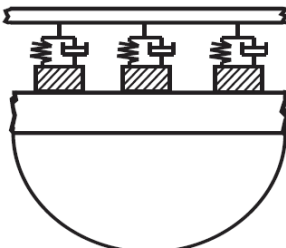
Anhang C Modelle zur Erstellung einer Oberbau-DGL



Modellierung des Schiene-Schwelle-Kontakt nach KRUSE [V4]



Skizze der Schwelle und Modellierung als Timoshenko-Balken [V4]

Als...		
viskoelastische Bettung	in Halbraum enthalten	als Feder-Masse-Schaltung
		
		
gedrungene Dehnstäbe	ödometrische Elemente	als eigene kontin. Schicht

Verschiedene Bettungsmodelle (u.a. für Schotter und Untergrund) zur Berücksichtigung der diskreten Schienenlagerung [V4]

Anhang D Kontaktspannung nach HERTZ

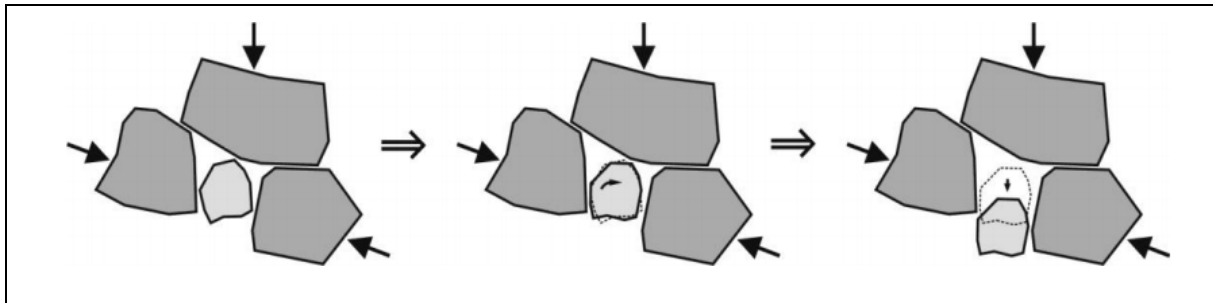
Beschreibung	Wert	Einheit	Beschreibung	Wert	Einheit
Belastung			Schiene		
Radlast F_H	110.000	N	Fall 1:		
Stahl			Radius (LR) R_{21}	∞	m
Elastizitätsmodul E	2,1E11	N/m ²	Radius (QR) R_{22}	0,3	m
Querkontraktion	0,3	-	Fall 2:		
Rad			Radius (LR) R_{21}	∞	m
Radius (LR) R_{11}	0,46	m	Radius (QR) R_{22}	0,2	m
Radius (QR) R_{12}	0,583	m			

Eingangswerte für die Kontaktflächenberechnung

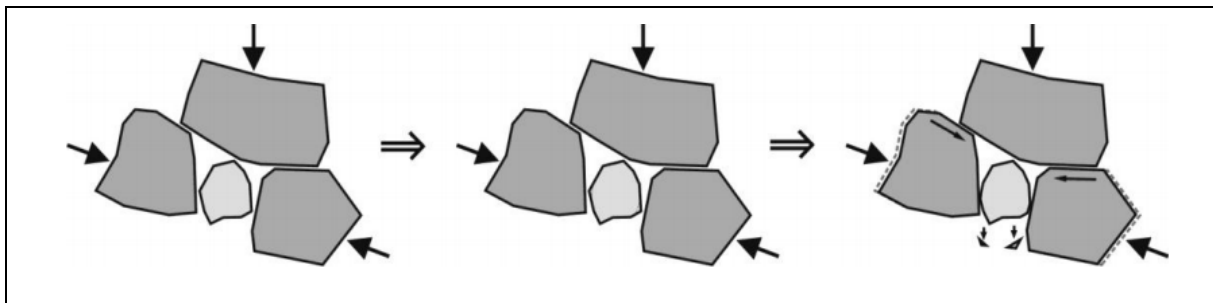
Beschreibung	Fall 1	Fall 2	Einheit
Kontaktbreite a_H	7,99E-3	7,38E-3	m
Kontaktlänge b_H	6,56E-3	5,60E-3	m
Kontaktdruck $p_{0,H}$	1,00E+9	1.27E+9	N/m ²
Annäherung	0.10E-3	0.11E-3	m

Ergebnisse für die Kontaktflächenberechnung

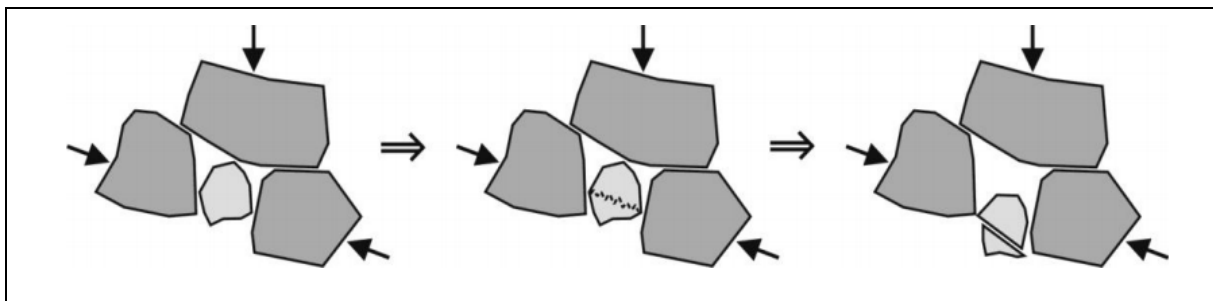
Anhang E Verschleiß Typologie von Schotterkörnern [V15]



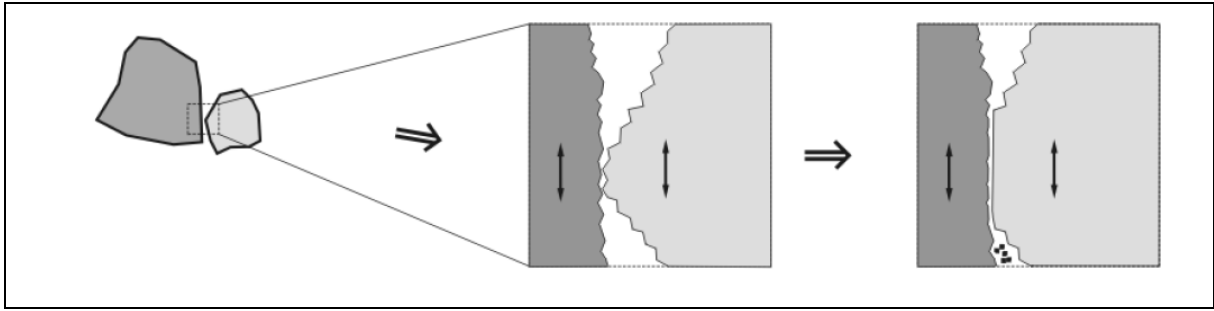
Kornverschiebung



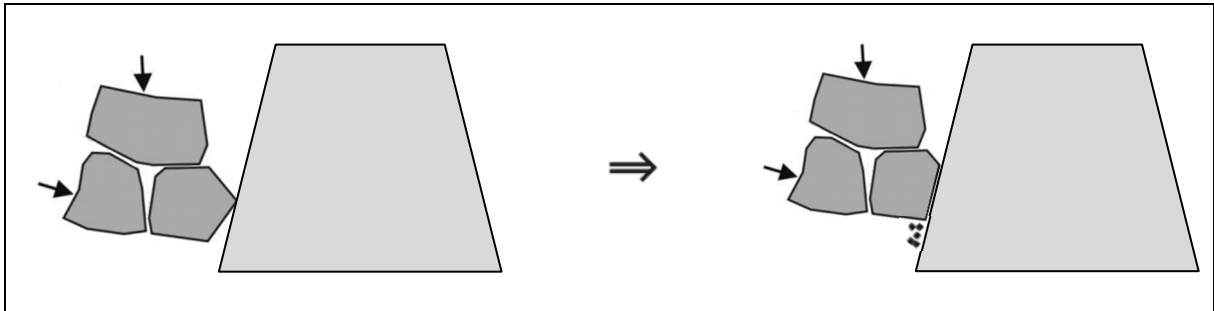
Absplitterung und Entstehung neuer Körner



Zersplitterung/Fragmentierung

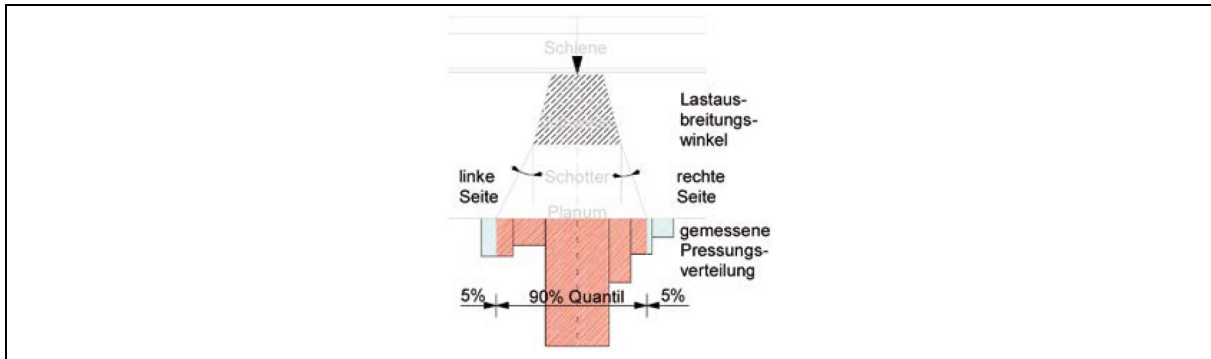


Korn-Korn Verschleiß



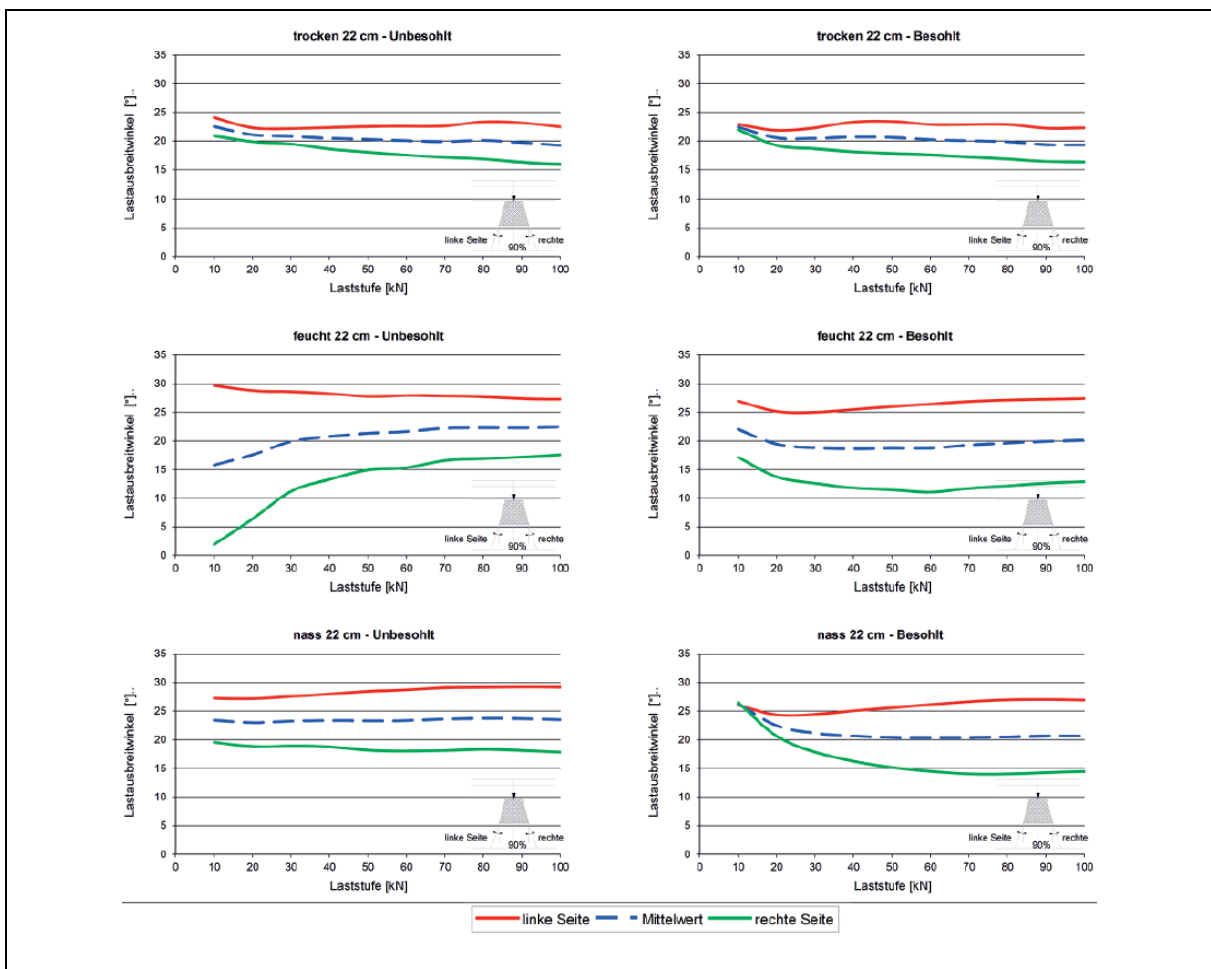
Korn-Schwelle Verschleiß

Anhang F Längsabtragung im Schotterbett

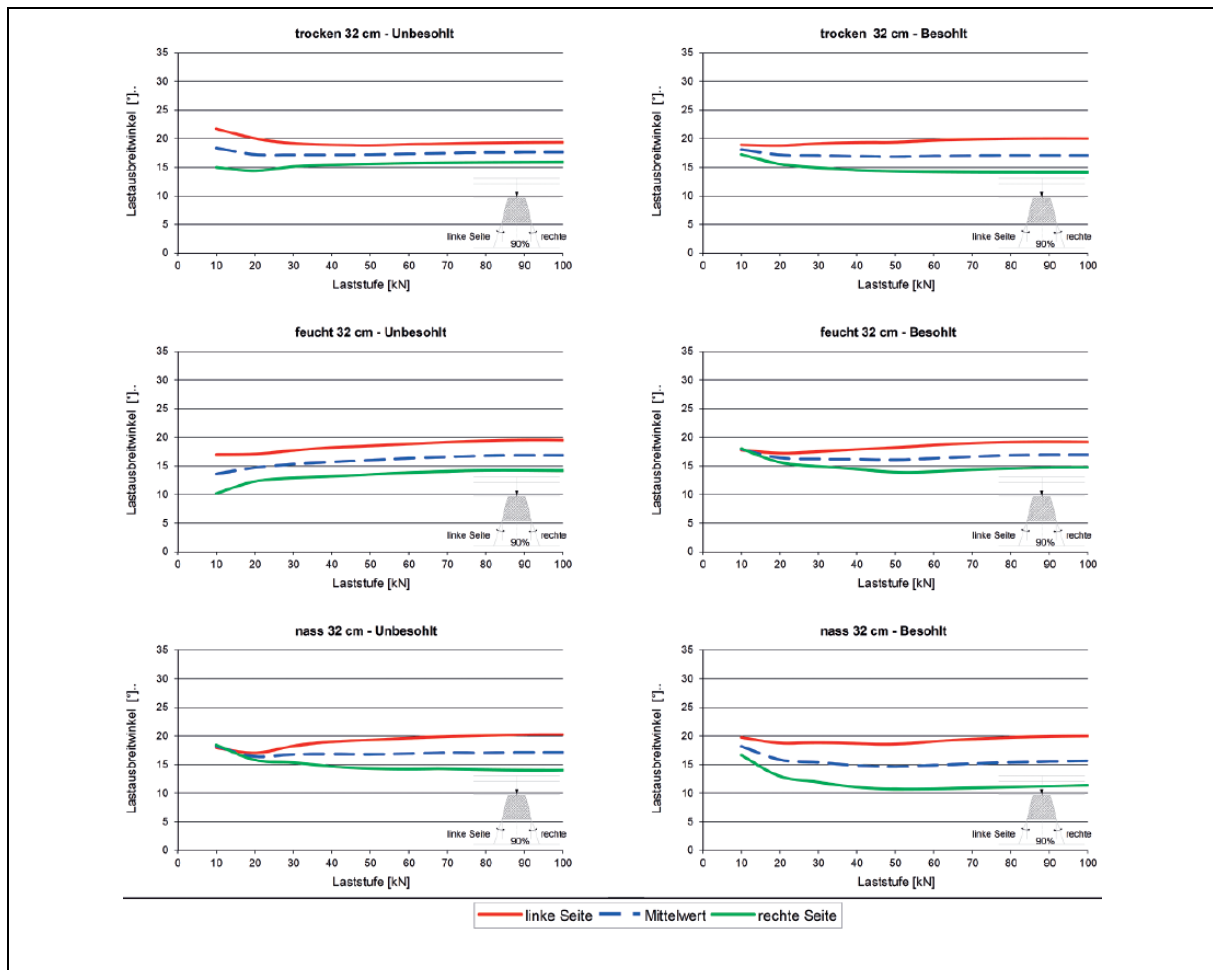


Festlegung des Lastausbreitungswinkels [F3]

Lastausbreitungswinkel des konsolidierten Schotters in Schienenlängsrichtung [F4]

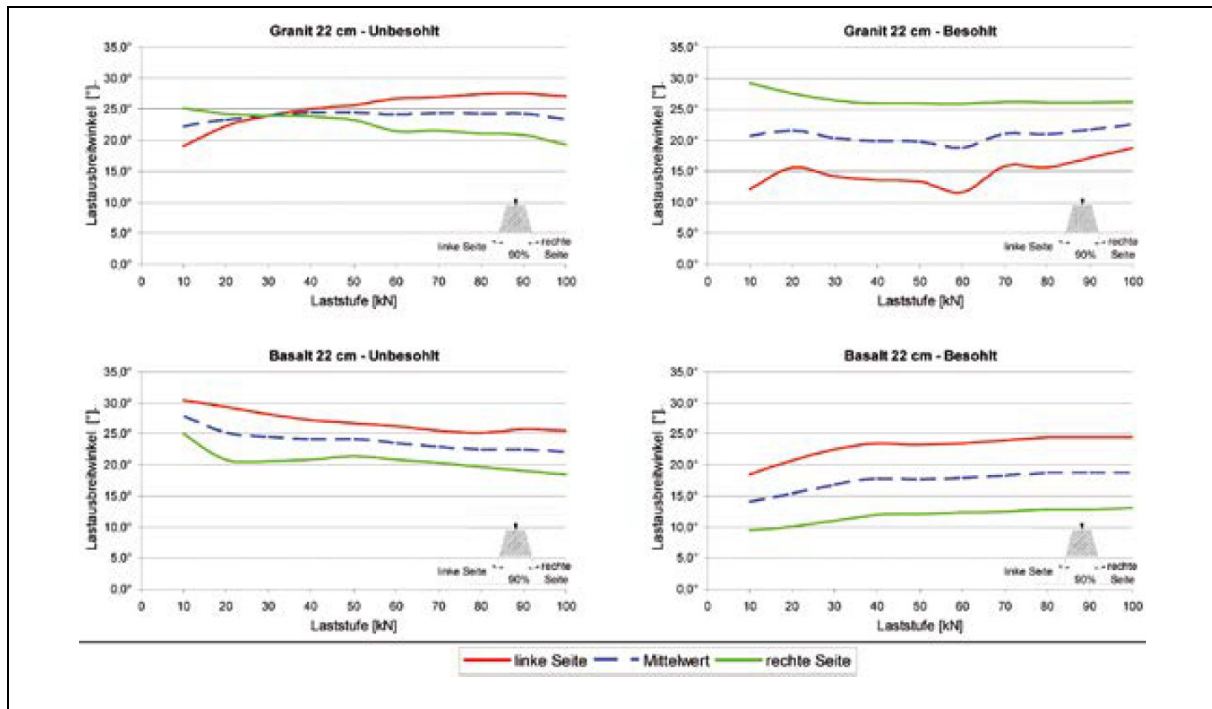


22 cm Schotterbettdicke

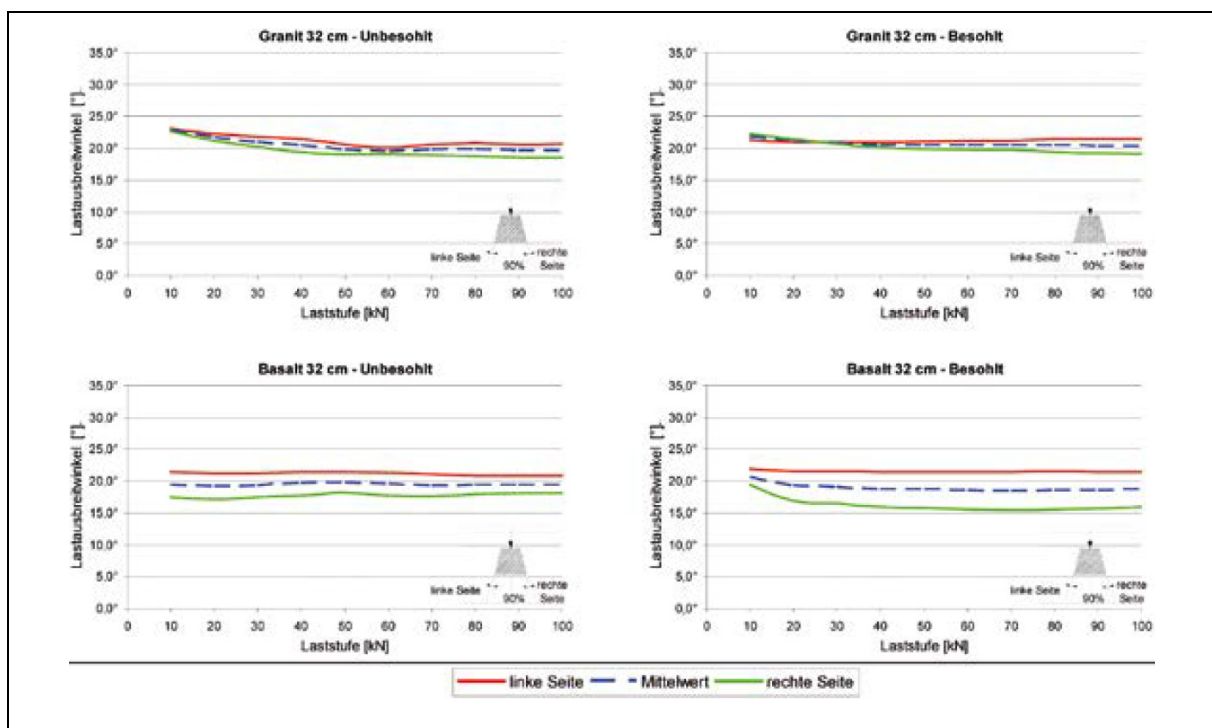


32 cm Schotterbettdicke

Lastausbreitungswinkel des Schotter in Schienenlängsrichtung [F3]



22 cm Schotterbettdicke



32 cm Schotterbettdicke

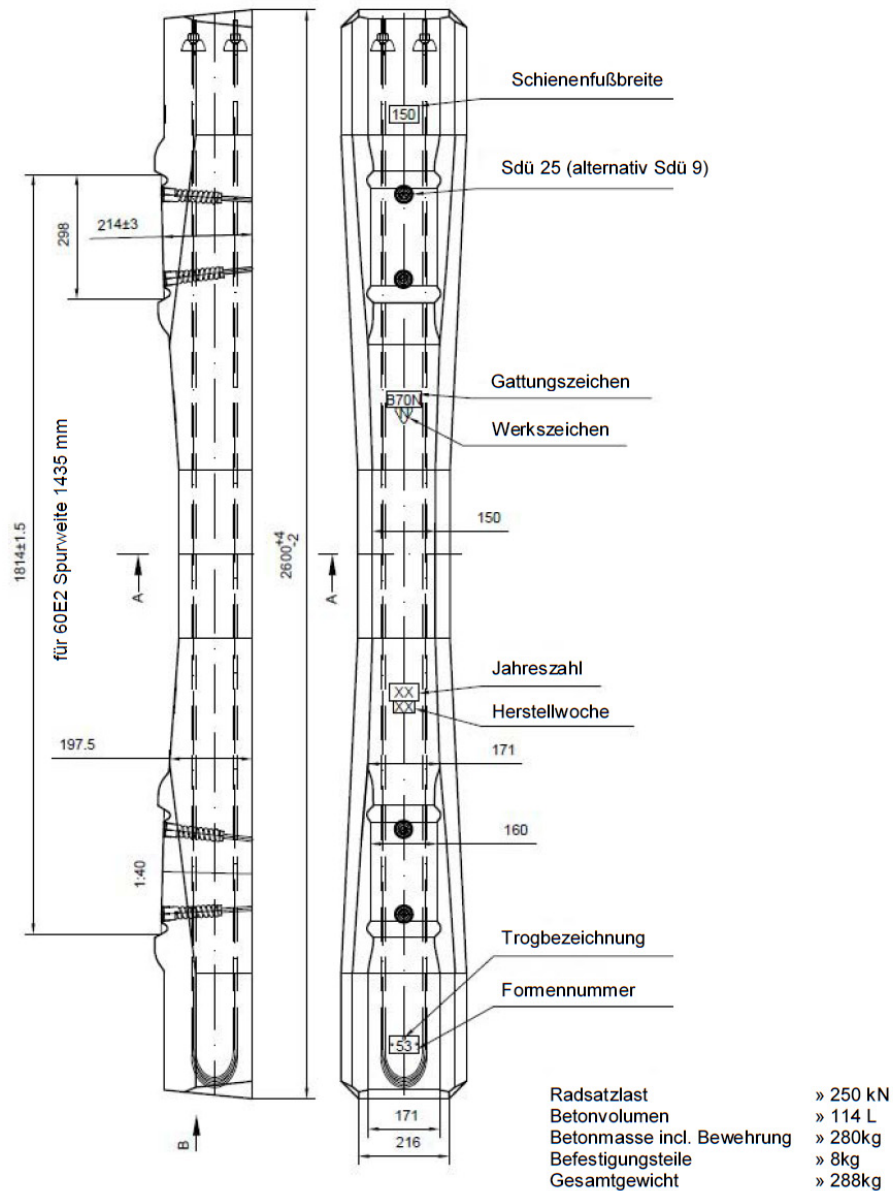
Anhang G Spannbetonschwelle B70 [O12]

Oberbaustoffe

Schwellen

 Betonschwelle B70 W60
Sofortentschaler

Blatt: 222-02


 Ohne Maßstab/ Prinzipskizze
Ausgabe 08/10

ThyssenKrupp GfT Gleistechnik



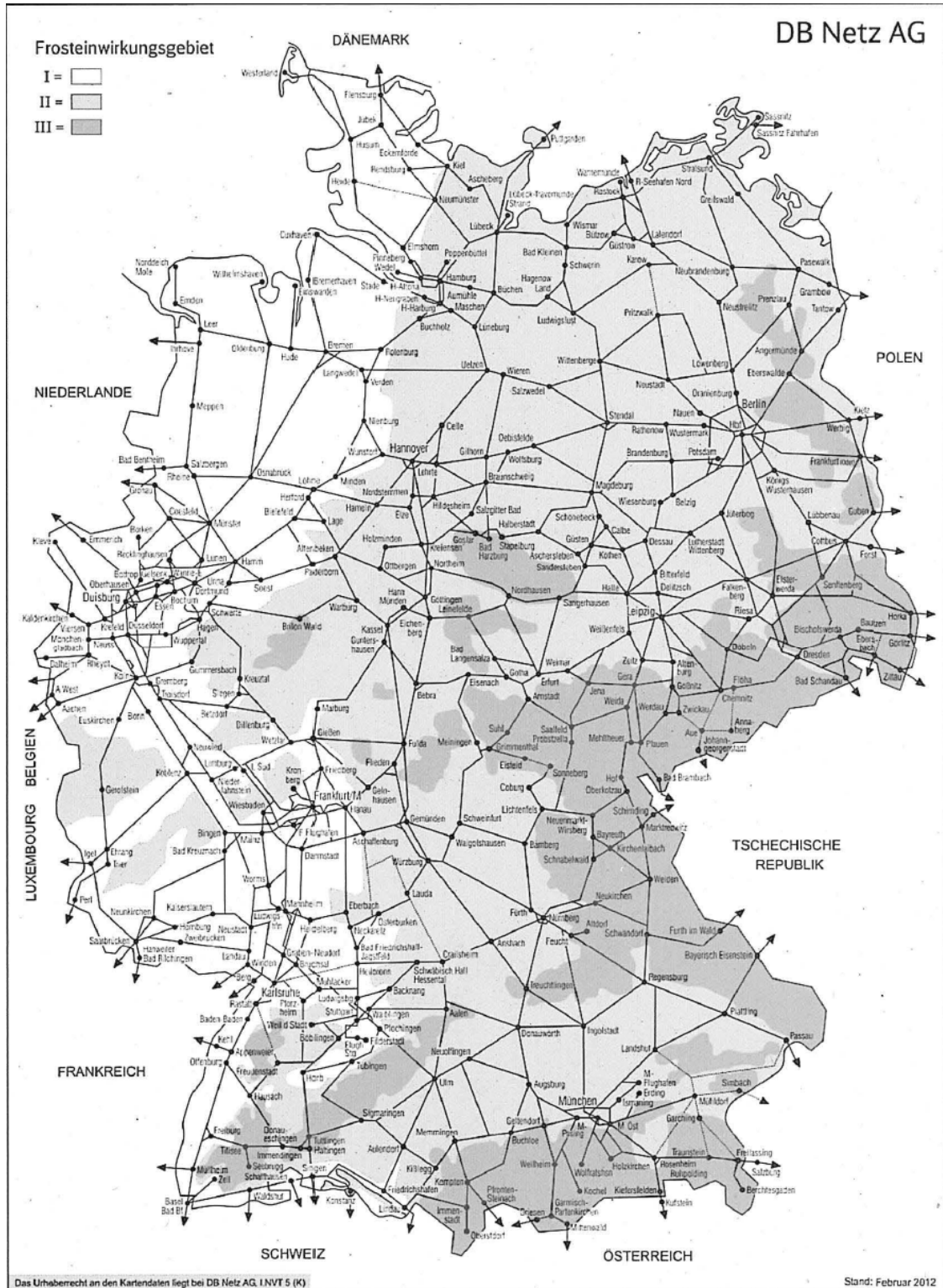
ThyssenKrupp

Anhang H Regelaufbau bei Neubau

Dimensionierungsparameter für den Oberbau			Dimensionierungsparameter für den Unterbau und Untergrund		
Parameter	Maß		Parameter	Maß	
Schiene			Planum		
Spurweite	1.435	m	Planumsbreite	6,60	m
Spurspiel	9–25E-3	m	Schichtdicke	0,35	m
Schwelle			Mind. PSS Dicke	0,20	m
Schwellenabstand	0,60	m	Gleismitte-Planumskante	3,80	m
Schwellenlänge	2,60	m	Querneigung des Planums	1:20	-
Schotterbett			Seitenböschungen	1:1,5	-
Min. Schotterbettdicke	0,30	m	FSS		
Schotterböschungen	1:1,5	-	Schichtdicke	0,65	m
Schotterbreite vor Schwellenkopf	0,40	m	Querneigung FSS	1:20	-
			Seitenböschungen	1:1,5	-
Quelle: [N6], [N7] und [N8]			Quelle: [N6], [N7] und [N8]		

Ausschnitt Regelaufbau																
1.1.2		Frosteinwirkungszone II														
		F1			F2			F3			F1			F2		
		-			55			65			-			65		
		-			55			65			-			65		
LJK Schwelle		80/40			100/45			120/50			120/50			120/50		
Gleisschotter		45/25 ²⁾			45/30 ²⁾			60/35 ²⁾			60/35 ²⁾			80/40 ²⁾		
Schutzschicht		25			35			35			35			35		
OK Unterbau / Untergrund		25			35			35			35			35		
Dicke der Schutzschicht [cm] 1) 6)		25			35			35			35			35		

Anhang I Frosteinwirkungsgebiet in Deutschland [N8]



Anhang J Datenblatt von GETZNER für SYLODYN NB



Werkstoff geschlossenzelliges Polyetherurethan
Farbe rot

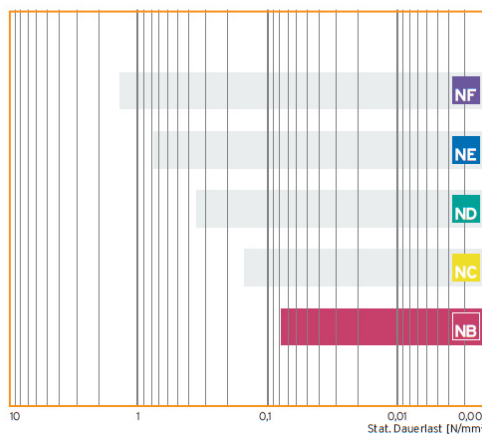
Sylodyn® Typenreihe

Standard-Lieferformen, ab Lager

Dicke: 12,5 mm bei Sylodyn® NB 12
25 mm bei Sylodyn® NB 25
Rollen: 1,5 m breit, 5,0 m lang
Streifen: bis 1,5 m breit, bis 5,0 m lang

Andere Abmessungen (auch Dicke) sowie Stanzteile, Formteile auf Anfrage.

Einsatzbereich	Druckbelastung (formfaktorabhängig)	Verformung
Statische Dauerlast	bis 0,075 N/mm ² **	ca. 7 %**
Arbeitsbereich (statische und variable Lasten)	bis 0,120 N/mm ² **	ca. 15 %**
Lastspitzen (seltene, kurzzeitige Lasten)	bis 2,0 N/mm ² **	ca. 70 %**



Werkstoffeigenschaften		Prüfverfahren	Anmerkung
Bruchspannung Zugversuch	0,75 N/mm ²	DIN EN ISO 527-3/5/100*	Mindestwert
Bruchdehnung Zugversuch	450 %	DIN EN ISO 527-3/5/100*	Mindestwert
Weiterreißfestigkeit	3,0 N/mm	DIN 53515*	Mindestwert
Abrieb	1.400 mm ³	DIN 53516	Last 5 N, Unterhaut
Reibwert (Stahl)	0,7	Getzner Werkstoffe	trocken
Reibwert (Beton)	0,7	Getzner Werkstoffe	trocken
Druckverformungsrest	< 5 %	EN ISO 1856	50 %, 23 °C, 70 h, 30 min. nach Entlastung
Statischer Schubmodul	0,13 N/mm ²	DIN ISO 1827*	bei stat. Dauerlast
Dynamischer Schubmodul	0,18 N/mm ²	DIN ISO 1827*	bei stat. Dauerlast
Mechanischer Verlustfaktor	0,07	DIN 53513*	frequenz-, pressungs- und amplitudenabhängig (Richtwert)
Rückprallelastizität	70 %	DIN 53573	Toleranz +/- 10 %
Einsatztemperatur	-30 bis 70 °C		kurzzeitig höhere Temperaturen möglich
Brandverhalten	B2 Klasse E	DIN 4102 EN ISO 11925-2	normal entflammbar EN 13501-1
Spezifischer Durchgangswiderstand	> 10 ⁸ Ωcm	DIN IEC 93	trocken
Wärmeleitfähigkeit	0,06 W/(m·K)	DIN 52612/1	

Weitere Kennwerte auf Anfrage

* Messung in Anlehnung an die jeweilige Norm
** Bei Formfaktor q=3

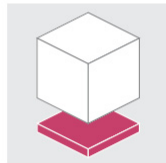
Alle Angaben und Daten beruhen auf unserem derzeitigen Wissensstand. Sie können als Rechen- bzw. Richtwerte herangezogen werden, unterliegen üblichen Fertigungstoleranzen und stellen keine zugesicherten Eigenschaften dar. Änderungen vorbehalten.

Weitere allgemeine Informationen siehe VDI Richtlinie 2062 - Blatt 2.

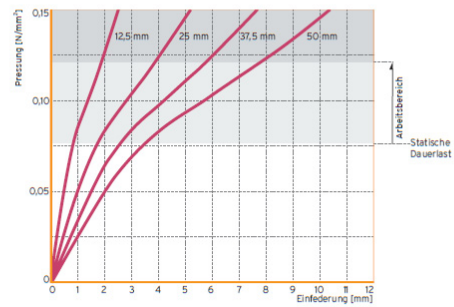
Sylodyn® NB

Federkennlinien

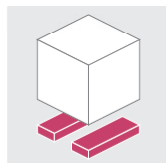
Vollflächige Lagerung



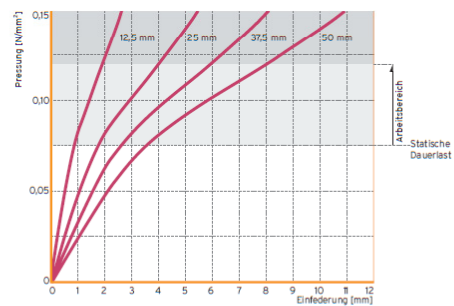
Formfaktor: $q=6$



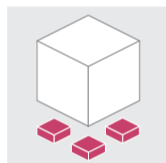
Streifenförmige Lagerung



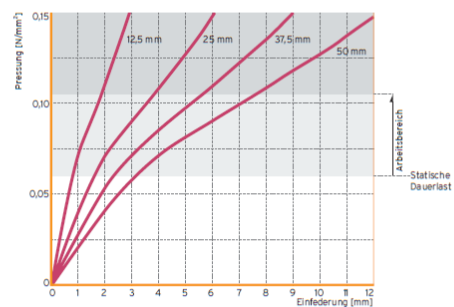
Formfaktor: $q=3$



Punktförmige Lagerung



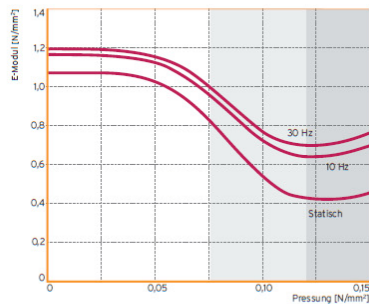
Formfaktor: $q=1,5$





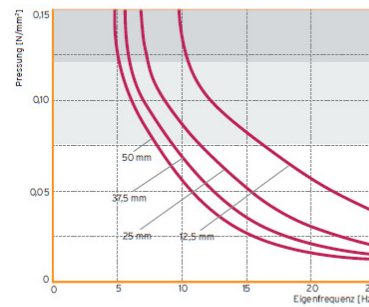
Elastizitätsmodul

Formfaktor: $q=6$

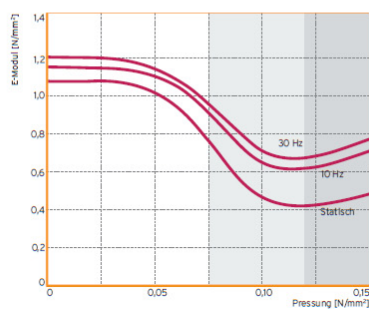


Eigenfrequenzen

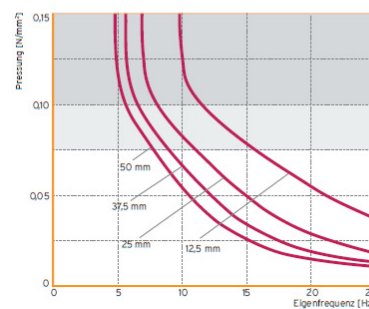
Formfaktor: $q=6$



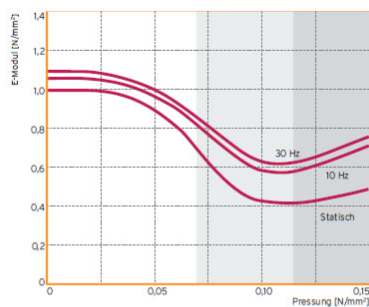
Formfaktor: $q=3$



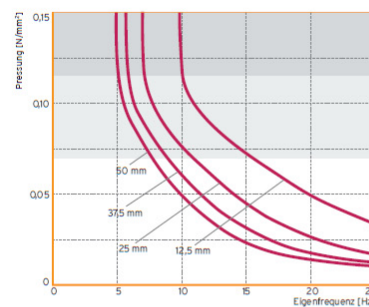
Formfaktor: $q=3$



Formfaktor: $q=1,5$



Formfaktor: $q=1,5$

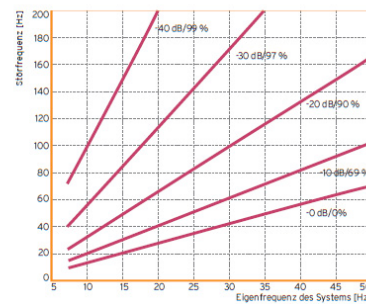


Statischer E-Modul als Tangentenmodul aus der Federkennlinie; Dynamischer E-Modul aus sinusförmiger Anregung mit einer Schwinggeschwindigkeit von 100 dBv re. $5 \cdot 10^{-6}$ m/s; Messung in Anlehnung an DIN 53513

Eigenfrequenz eines Schwingensystems mit einem Freiheitsgrad, bestehend aus einer starren Masse und einer elastischen Lagerung aus Sylodyn NB auf unnachgiebigem Untergrund; Parameter: Dicke des Sylodynlagers

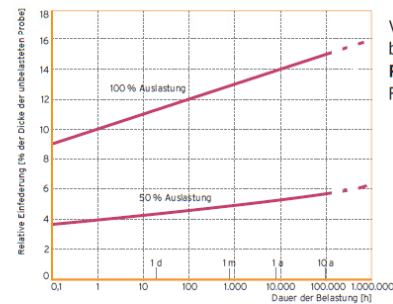


Wirksamkeit der Schwingungsisolation



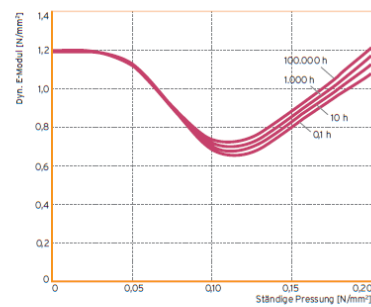
Verminderung der Übertragung mechanischer Schwingungen durch den Einbau einer elastischen Lagerung aus Sylodyn® NB
Parameter: Übertragungsmaß in dB, Isoliergrad in Prozent

Dauerstandverhalten



Verformungszunahme unter gleich bleibender Druckbelastung
Parameter: ständige Pressung
 Formfaktor: $q=3$

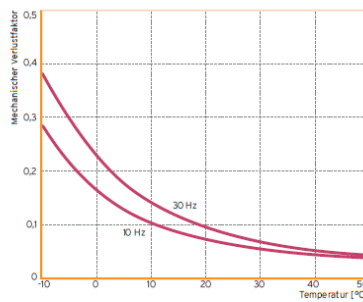
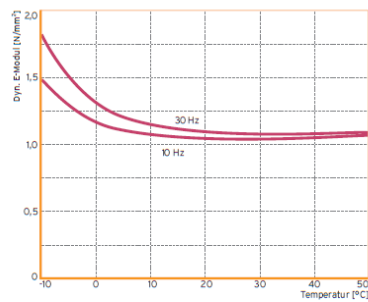
Dynamischer E-Modul bei Langzeitbelastung



Veränderung des dynamischen Elastizitätsmoduls unter gleich bleibender Druckbelastung (bei 10 Hz)
Parameter: Belastungsdauer
 Formfaktor: $q=3$

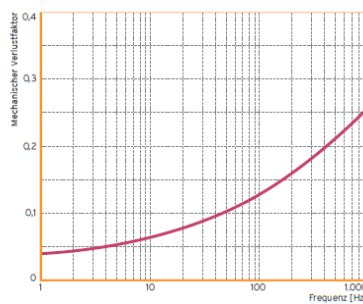
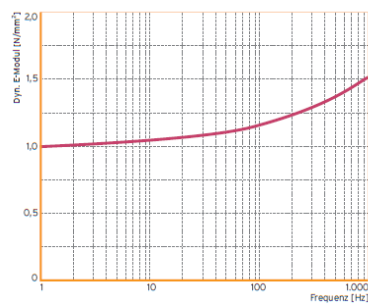


Temperaturabhängigkeit



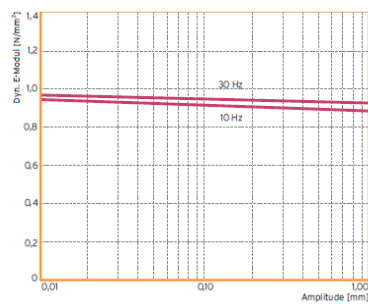
DMA-Untersuchungen
(Dynamic Mechanical
Analysis);
Messungen im linearen
Bereich der Federkennlinie,
bei geringer Pressung

Frequenzabhängigkeit

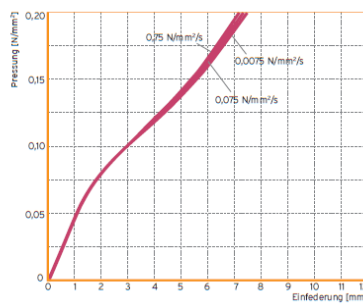


DMA-Untersuchungen;
Masterkurve mit einer
Referenztemperatur von
21 °C;
Messungen im linearen
Bereich der Federkennlinie,
bei geringer Pressung

Amplitudenabhängigkeit



Abh. von der Belastungsgeschwindigkeit



Amplitudenabhängigkeit:
Vorlast bei stat. Dauerlast;
Formfaktor: $q=3$, Material-
dicke 25 mm

**Abhängigkeit von der
Belastungsgeschwindig-
keit:**
Formfaktor: $q=3$, Material-
dicke 25 mm
(Abh. = Abhängigkeit)

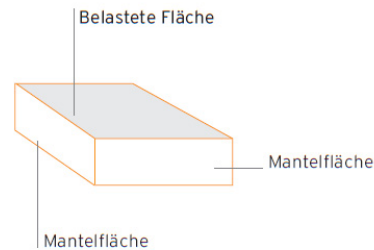
Formfaktor

Der Formfaktor ist ein geometrisches Maß für die Form eines Elastomerlagers und ist als Quotient aus belasteter Fläche zur Mantelfläche des Lagers definiert.

Definition:
$$\text{Formfaktor} = \frac{\text{Belastete Fläche}}{\text{Mantelfläche}}$$

Für ein Rechteck gilt:
$$q = \frac{l \cdot b}{2 \cdot d \cdot (l + b)}$$

(l: L. Länge, b: Breite, d: Dicke)



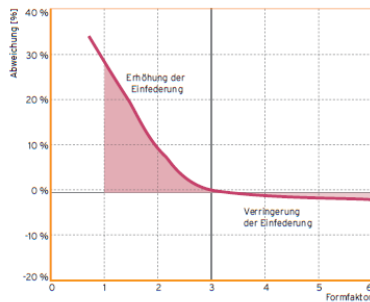
Der Formfaktor hat einen Einfluss auf die Einfederung bzw. auf den Grenzwert der statischen Dauerlast.

Für elastische Syldyn-Lager gilt näherungsweise

- Flächenlager: Formfaktor größer 6
- Streifenlager: Formfaktor zwischen 2 und 6
- Punktlager: Formfaktor kleiner 2

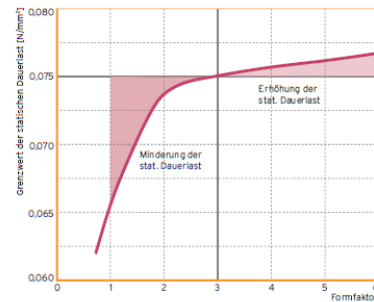
Einfluss des Formfaktors auf die Einfederung bei der statischen Dauerlast für homogenes Material

Bezugswert: Formfaktor q=3



Einfluss des Formfaktors auf den Grenzwert der statischen Dauerlast für homogenes Material

Bezugswert: Formfaktor q=3



www.getzner.com

AUSTRIA – Bürs GERMANY – Berlin – Munich JORDAN – Amman JAPAN – Tokyo INDIA – Pune CHINA – Beijing

getzner
the good vibrations company

Anhang K Datenblatt von GETZNER für SYLODYN SLB 2210 G

Sylomer® Schwellenbesohlung SLB 2210 G

by getzner
sylomer®

Beschreibung:
Elastoplastische Schwellenbesohlung aus Polyurethan mit Montagegitter für Betonschwellen

Anwendung:

- im Schotteroberbau
- zur Schotter- und Unterbauschonung
- zur Verbesserung der Gleislagequalität

Einsatzbereich:
Vollbahn, Hochgeschwindigkeitsverkehr, Schwerlastverkehr

Bettungsmodul:
 $C_{stat} = 0,22 \text{ N/mm}^3$
(Sekante der statischen Federkennlinie (nach DBS 918 145-1) zwischen $0,01 \text{ N/mm}^2$ und $0,10 \text{ N/mm}^2$ auf Normschotterplatte (DIN 45673-1), bei Raumtemperatur)



Aufbau:



Montagegitter

Federschicht aus Polyurethan

Befestigung an der Schwelle:
Vollflächiges einbringen des Montagegitters in den nassen Beton bei der Produktion der Schwelle

**Abreißfestigkeit der Verbindung
Schwellenbesohlung – Betonschwelle:**
min. $0,4 \text{ N/mm}^2$, im Durchschnitt $0,5 \text{ N/mm}^2$
(Prüfung nach DBS 918 145-1)

Gebrauchstauglichkeitsprüfung:
Prüfbericht: Bericht Nr. 1992 - 15.07.2003
(Ermittlung der Dauerschwellfestigkeit der Schwellenbesohlung SLB 2210 G nach DB TL 918 145)
(Prüfung nach DBS 918 145-1 „Spannbetonschwelle mit elastischer Sohle“)

Geometrie:
Abhängig von der Schwellenform
(als Abstand vom Schwellenrand werden min. 10 mm empfohlen)

Gesamtdicke inklusive Montagegitter:
ca. 15 mm

Nennstärke ohne Montagegitter:
ca. 10 mm

Flächengewicht:
ca. $4,2 \text{ kg/m}^2$

Lieferform:
2 Halbtteile pro Schwelle

www.getzner.com

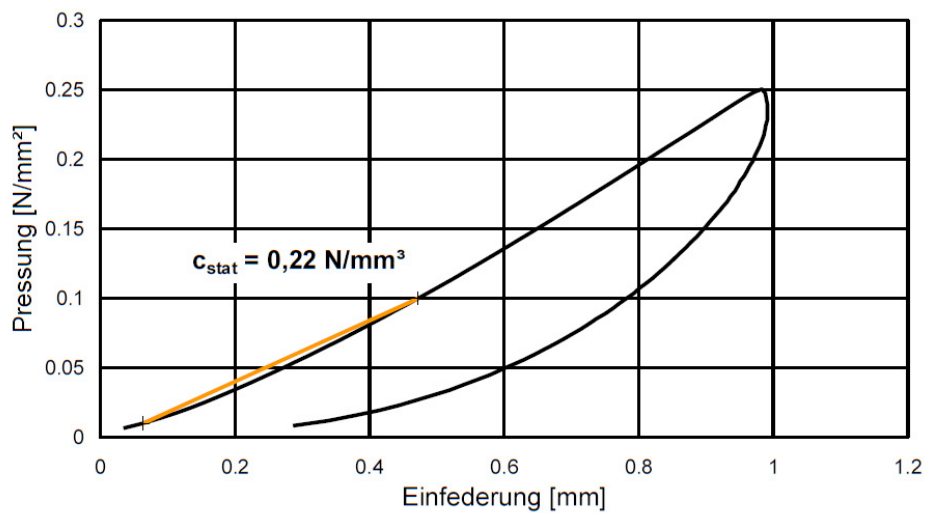
AUSTRIA – Bürs GERMANY – Berlin – Munich JORDAN – Amman JAPAN – Tokyo INDIA – Pune CHINA – Beijing USA – Charlotte

getzner
the good vibrations company

Sylomer® Schwellenbesohlung SLB 2210 G

by getzner
sylomer®

Federkennlinie



Prüfung:

in Anlehnung an DBS 918 145-1

Probe:

300 mm x 300 mm x 10 mm
(ohne Montagegitter und Betonkörper)

Probenvorbereitung:

Lagerung min. 24h im Normklima
(23°C, 50% relative Luftfeuchtigkeit)

Belastungsgeschwindigkeit:

0,01 N/mm²s

Prüfbedingungen:

Prüfung auf Normschotterplatte nach DIN 45673-1

Messung:

während dem 3. Belastungszyklus

Auswertung:

Statischer Sekanten-Bettungsmodul zwischen
0,01 N/mm² und 0,10 N/mm²

Alle Angaben entsprechen dem derzeitigen Wissenstand. Weitere
Informationen zu diesem Produkt sind der aktuellen Schwellen-
besohlungsbroschüre von Getzner Werkstoffe zu entnehmen.

Ausgabe: September 2014, Änderungen vorbehalten

www.getzner.com

AUSTRIA – Bürs GERMANY – Berlin – Munich JORDAN – Amman JAPAN – Tokyo INDIA – Pune CHINA – Beijing USA – Charlotte

getzner®
the good vibrations company

Anhang L Berechnung des Elastizitätsmoduls für Zwischenlagen und die Schwellenbesohlung

$$E = \frac{c_F \times l}{A}$$

Zwischenlagen

$$E_{Zw,weich} = \frac{30E6 \frac{N}{m} \times 0,009 m}{0,0237 m^2} = 11,4E6 \frac{N}{m}$$

$$E_{Zw,steif} = \frac{500E6 \frac{N}{m} \times 0,009 m}{0,0237 m^2} = 190,0 \frac{N}{m}$$

Elastische Schwellensohle

$$E_{Sohle,weich} = \frac{35E6 \frac{N}{m} \times 0,01 m}{0,6264 m^2 \times 0,5} = 1,1E6 \frac{N}{m}$$

$$E_{Sohle,weich} = \frac{70E6 \frac{N}{m} \times 0,01 m}{0,6264 m^2 \times 0,5^*} = 2,2E6 \frac{N}{m}$$

- * Der Faktor 0,5 wird angesetzt, da die Schwelle zwei Hauptbelastungspunkte aufweist, so dass über zwei halbe elastische Sohlen die Belastung abgetragen wird.

Anhang M Berechnung der maximalen Schotterpressung (p_{\max}), Stützkraft (S_{\max}) und Einsinktiefe (y_{\max}) unter der Schwelle nach Zimmermann [B2]

Annahme: Guter Unterbau –/grund und Oberbauzustand

$$c_U \approx 1,25E8 \frac{N}{m^3}$$

$$s^* = 0,1(1 + 0,5 \frac{v_e - 60}{80}) = 0,1 \left(1 + \frac{100 - 60}{80}\right) = 0,125$$

$$b = \frac{A_s}{2a} = \frac{0,68}{2 \times 0,6} = 0,567 \text{ m}$$

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \times E_{\text{Stahl}} \times I_{zz}}{b \times c_U}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 2,1E11 \times 3,029E - 5}{0,567 \times 1,25E8}} = 0,774 \text{ m}$$

$$p_{\text{mittel}} = \frac{0,5 F}{2 \times b \times L} = \frac{110.000}{2 \times 0,54 \times 1,08} = 125.325 \frac{N}{m^2}$$

$$p_{\max} = p_{\text{mittel}} \times (1 + 3 \times s^*) = 125.325 \times (1 + 3 \times 0,125) = 172.322 \frac{N}{m^2}$$

$$p_{\max} \leq p_{\text{zul}}$$

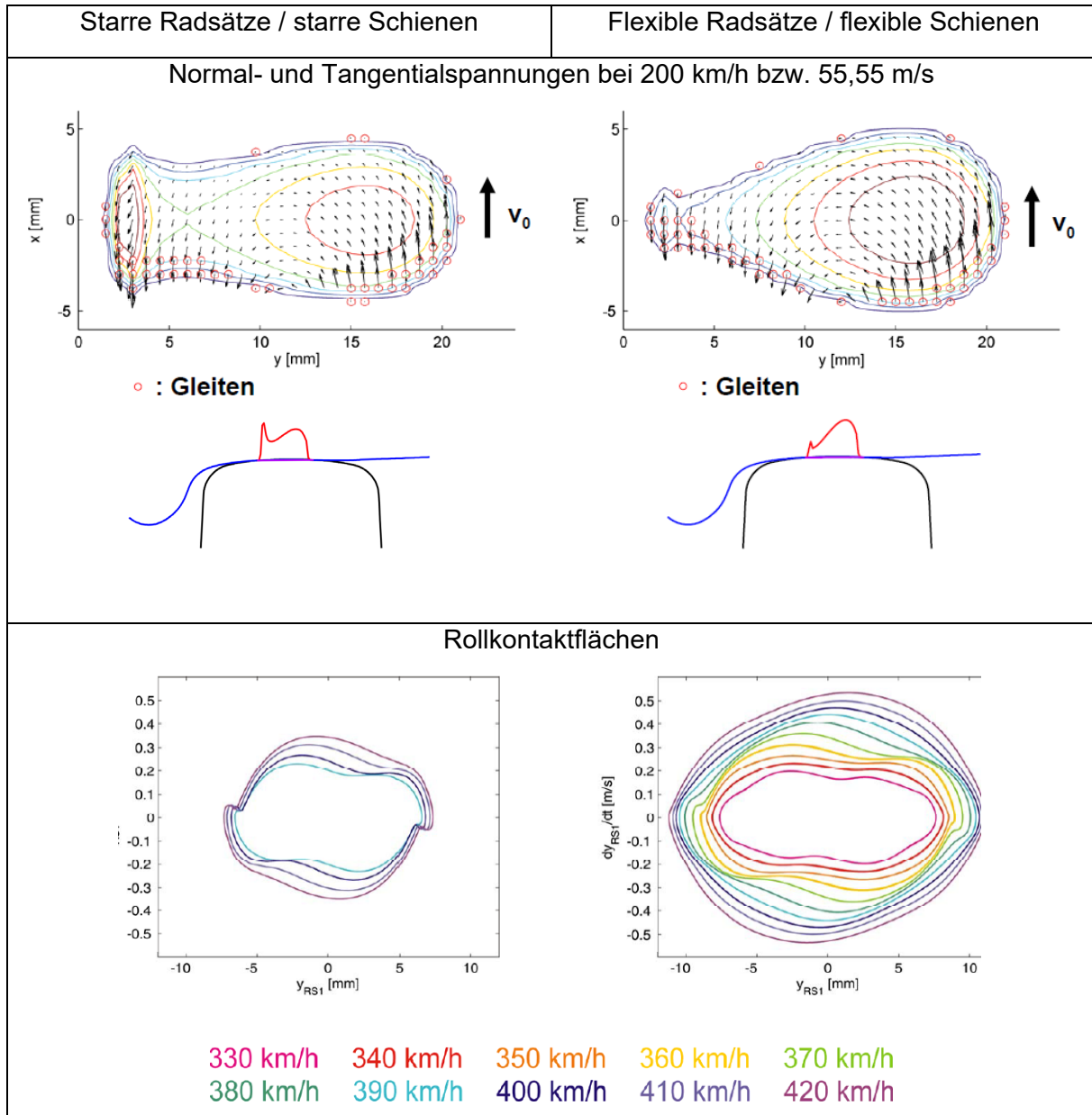
$$p_{\text{zul}} = 0,9h \times \sqrt[3]{\frac{E_{\text{Schotter}}}{E_{\text{Untergrund}}}} E6 = 0,9 \times 0,3 \times \sqrt[3]{\frac{1,5E8}{2,0E8}} E6 = 245.311 \frac{N}{m^2}$$

$$172.322 \frac{N}{m^2} < 245.311 \frac{N}{m^2} \quad \text{Erfüllt [B2]}$$

$$y_{\max} = \frac{p_{\max}}{c_U} = \frac{172.322}{1,25E8} = 1,38E(-3) \text{ m}$$

$$S_{\max} = b \times a \times p_{\max} = 0,567 \times 0,6 \times 172.322 = 58.623 \text{ N}$$

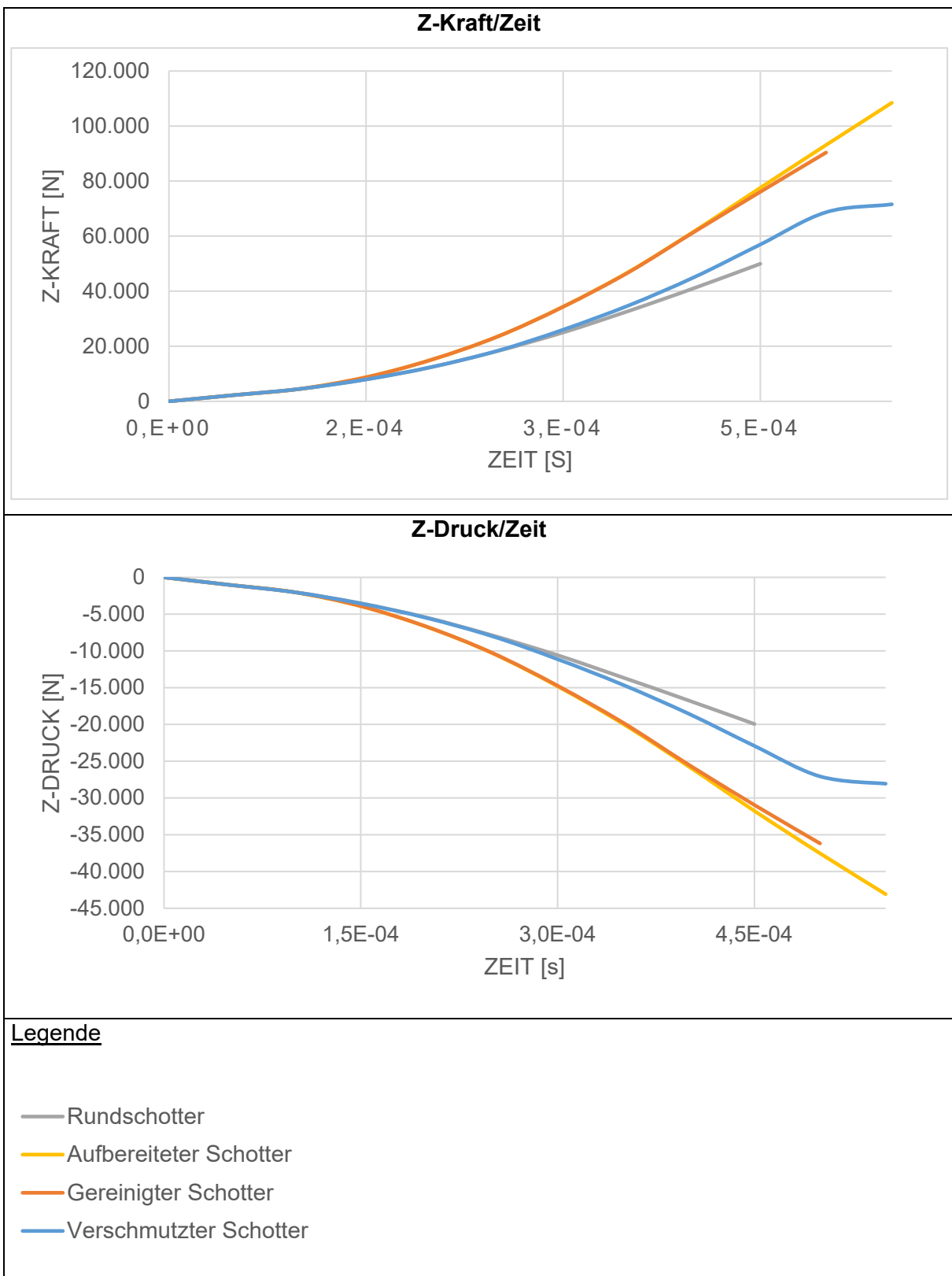
Anhang N Einfluss der Geschwindigkeit von starren und flexiblen Radsätzen auf den Schienenkopf [O23]

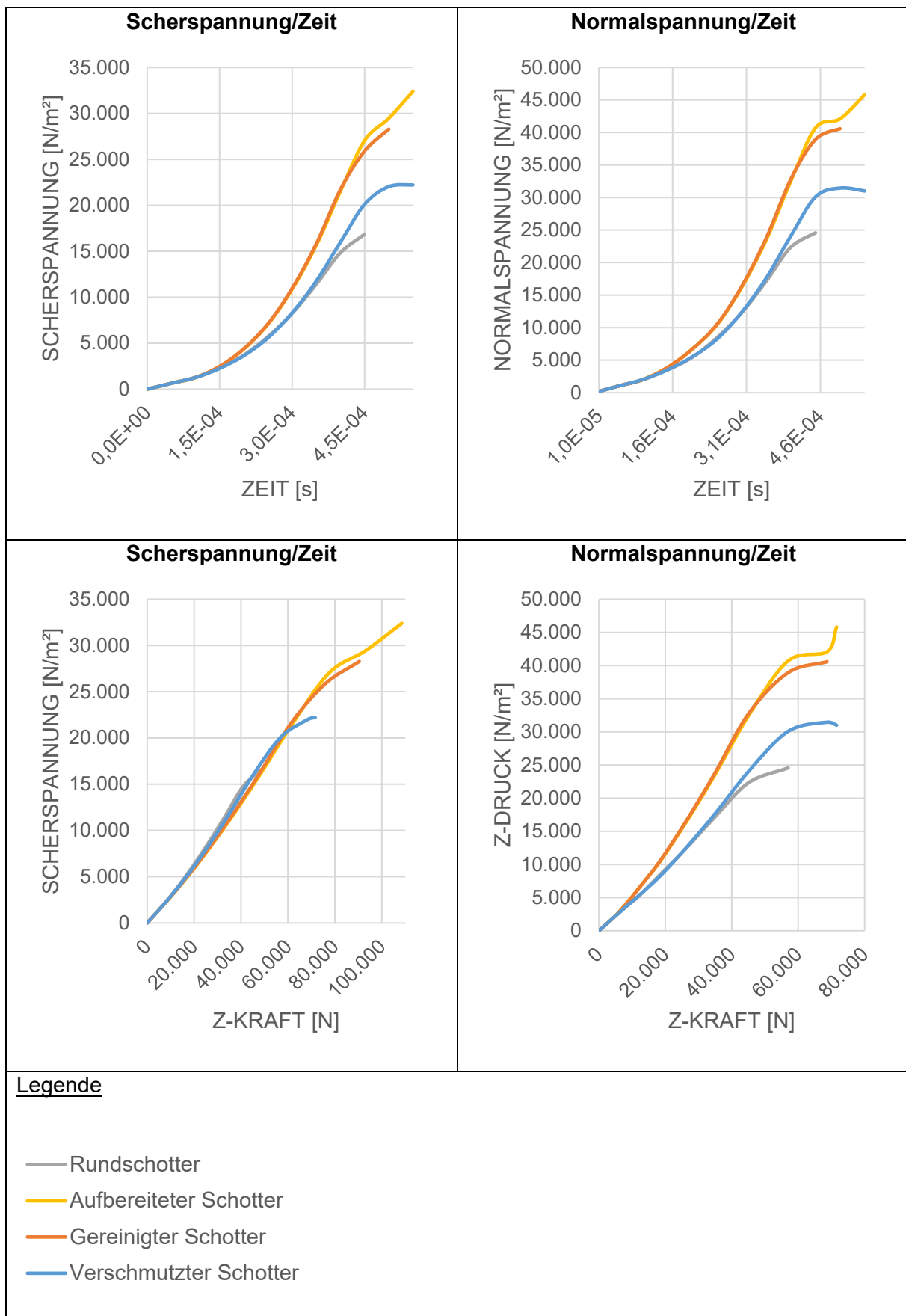


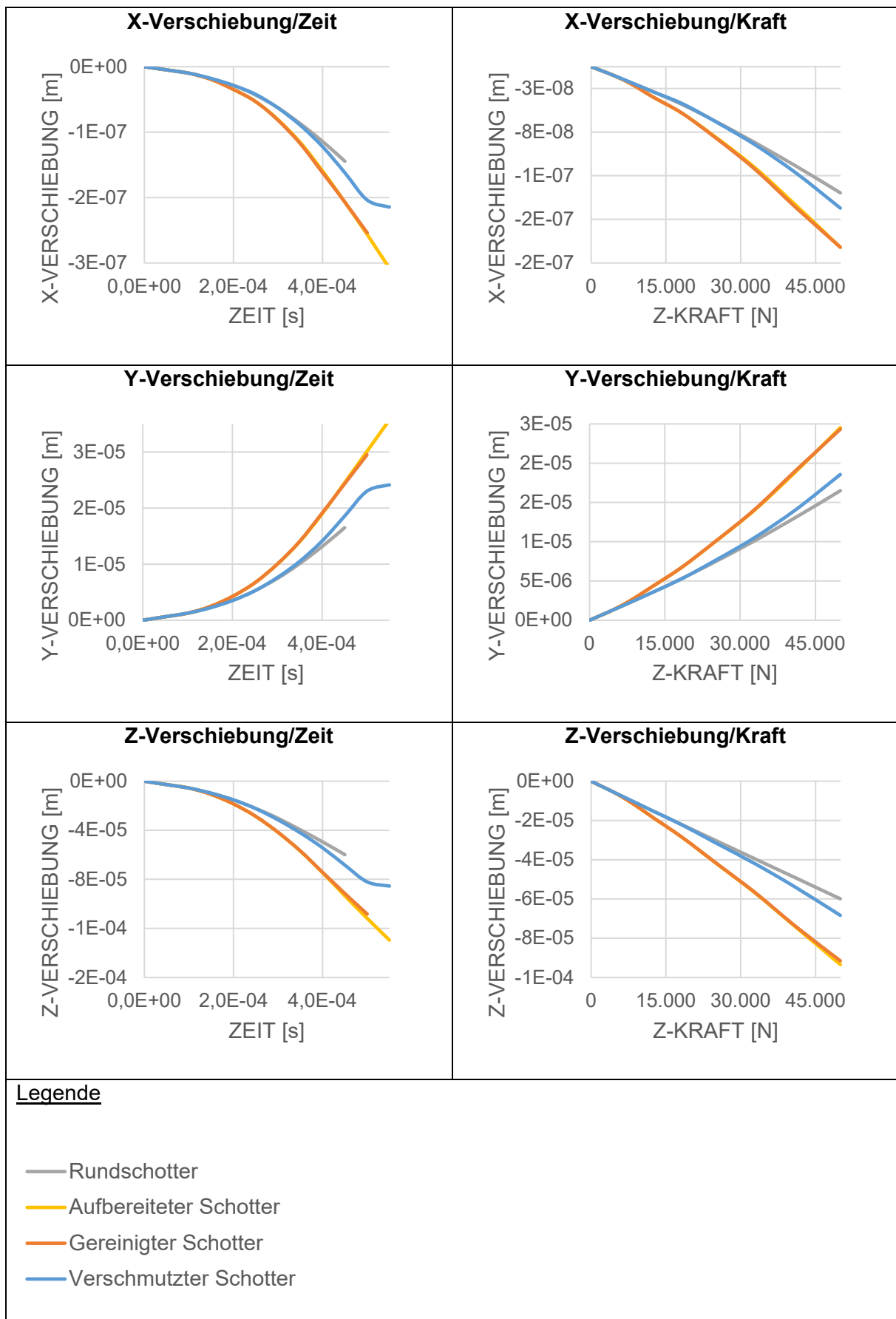
Anhang O „Collapse“-Analyse des Ein-Schweller-Ersatzmodells

Bez.	Zeit [s]	Max. Z-Kraft [N]	Max. Z-Druck [N/m ²]	Max. Schersp. [N/m ²]	Max. Norm2 [N/m ²]	Max. X Versch. [m]	Max. Y Versch. [m]	Max. Z Versch. [m]
Verschmutzter Schotter	0	0	0	0	0	0	0	0
	5,00E-05	2.261	-1.015	632	1.015	-4,9E-09	6,3E-07	-2,8E-06
	1,00E-04	4.520	-2.027	1.267	2.027	-1,0E-08	1,3E-06	-5,6E-06
	1,50E-04	7.958	-3.550	2.261	3.550	-1,8E-08	2,2E-06	-9,8E-06
	2,00E-04	12.469	-5.506	3.638	5.506	-2,9E-08	3,5E-06	-1,5E-05
	2,50E-04	18.357	-7.992	5.573	8.235	-4,2E-08	5,3E-06	-2,2E-05
	3,00E-04	26.006	-11.121	8.309	12.362	-6,3E-08	7,6E-06	-3,2E-05
	3,50E-04	34.873	-14.625	11.753	17.607	-9,0E-08	1,1E-05	-4,2E-05
	4,00E-04	45.146	-18.550	15.992	24.091	-1,2E-07	1,4E-05	-5,4E-05
	4,50E-04	56.987	-22.917	20.118	30.093	-1,6E-07	1,9E-05	-6,8E-05
	5,00E-04	68.690	-27.060	22.033	31.462	-2,0E-07	2,3E-05	-8,2E-05
	5,50E-04	71.575	-28.059	22.220	31.010	-2,1E-07	2,4E-05	-8,5E-05
	6,00E-04	Abbruch durch ADINA						
	3,99E-04	45.000	-18.494	15.932	23.999	-1,2E-07	1,4E-05	-5,4E-05
Gereinigter Schotter	0	0	0	0	0	0	0	0
	5,00E-05	2.261	-1.015	632	1.015	-4,9E-09	6,3E-07	-2,8E-06
	1,00E-04	4.521	-2.029	1.265	2.029	-1,0E-08	1,3E-06	-5,6E-06
	1,50E-04	8.740	-3.908	2.469	3.908	-2,0E-08	2,4E-06	-1,1E-05
	2,00E-04	15.137	-6.701	4.392	6.701	-3,5E-08	4,3E-06	-1,9E-05
	2,50E-04	23.489	-10.250	7.107	10.509	-5,3E-08	6,7E-06	-2,9E-05
	3,00E-04	34.351	-14.725	10.958	16.332	-8,2E-08	1,0E-05	-4,2E-05
	3,50E-04	46.968	-19.770	15.803	23.738	-1,2E-07	1,4E-05	-5,7E-05
	4,00E-04	61.643	-25.477	21.722	32.826	-1,6E-07	1,9E-05	-7,4E-05
	4,50E-04	76.104	-30.948	25.915	38.936	-2,1E-07	2,4E-05	-9,2E-05
	5,00E-04	90.382	-36.170	28.278	40.590	-2,5E-07	3,0E-05	-1,1E-04
	5,50E-04	Abbruch durch ADINA						
	3,42E-04	45.000	-18.983	15.047	22.583	-1,1E-07	1,3E-05	-5,4E-05

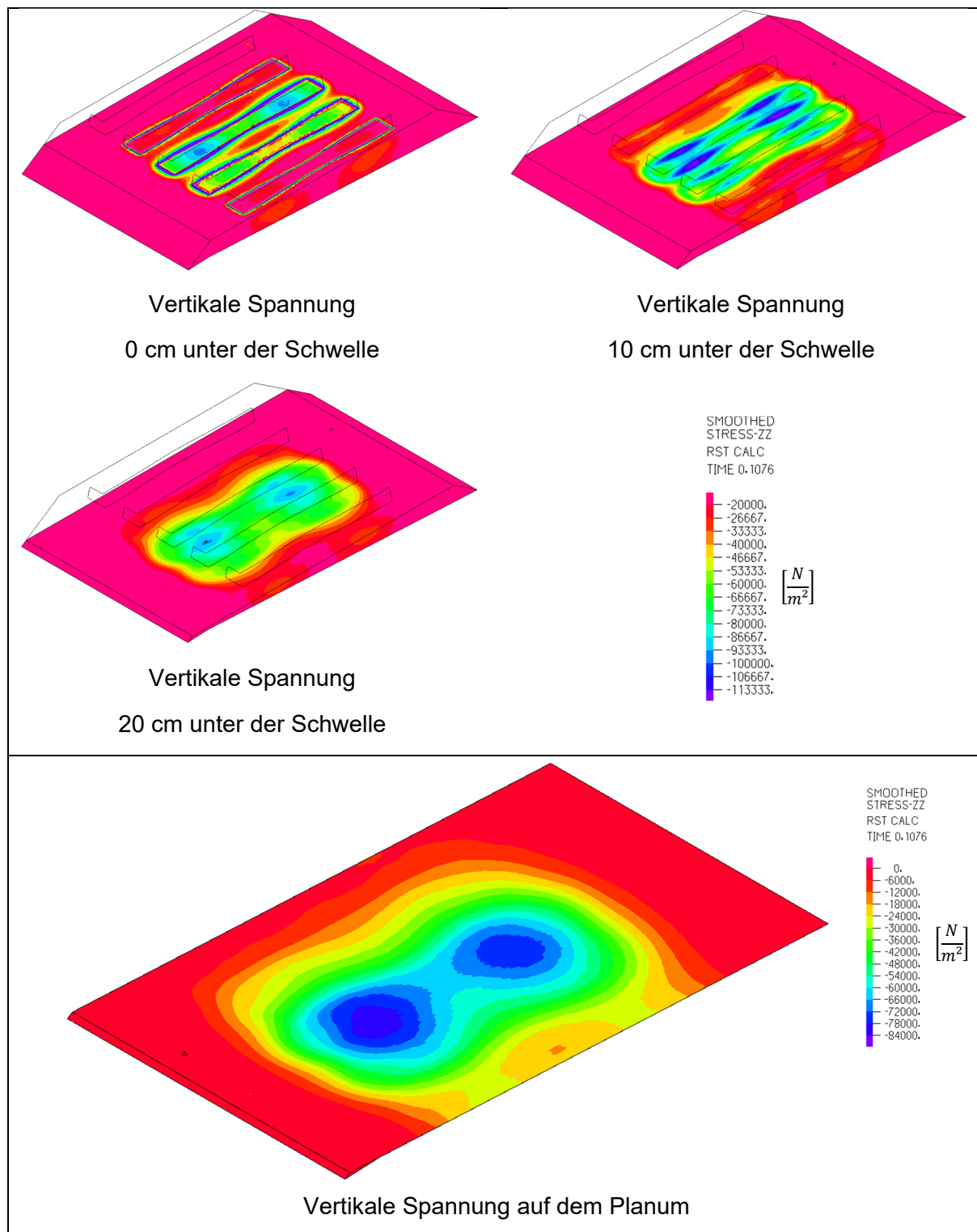
Bez.	Zeit [s]	Max. Z-Kraft [N]	Max. Z-Druck [N/m²]	Max. Schersp. [N/m²]	Max. Norm2 [N/m²]	Max. X Versch. [m]	Max. Y Versch. [m]	Max. Z Versch. [m]
Rundschotter	0	0	0	0	0	0	0	0
	5,00E-05	2.261	-1.015	632	1.015	-5,0E-09	6,3E-07	-2,8E-06
	1,00E-04	4.518	-2.024	1.270	2.024	-1,0E-08	1,3E-06	-5,6E-06
	1,50E-04	7.947	-3.532	2.280	3.532	-1,8E-08	2,2E-06	-9,7E-06
	2,00E-04	12.432	-5.453	3.696	5.453	-2,9E-08	3,5E-06	-1,5E-05
	2,50E-04	18.265	-7.875	5.701	8.454	-4,3E-08	5,3E-06	-2,2E-05
	3,00E-04	25.029	-10.589	8.237	12.297	-6,3E-08	7,4E-06	-3,0E-05
	3,50E-04	32.865	-13.627	11.403	17.130	-8,7E-08	1,0E-05	-4,0E-05
	4,00E-04	41.161	-16.740	14.841	22.361	-1,1E-07	1,3E-05	-4,9E-05
	4,50E-04	49.964	-19.934	16.846	24.565	-1,4E-07	1,7E-05	-6,0E-05
	5,00E-04	Abbruch durch ADINA						
	4,22E-04	45.000	-19.889	16.818	24.534	-1,4E-07	1,6E-05	-6,0E-05
Aufbereiteter Schotter	0	0	0	0	0	0	0	0
	5,00E-05	2.261	-1.015	632	1.015	-4,9E-09	6,3E-07	-2,8E-06
	1,00E-04	4.521	-2.030	1.265	2.030	-1,0E-08	1,3E-06	-5,6E-06
	1,50E-04	8.742	-3.911	2.465	3.911	-1,9E-08	2,4E-06	-1,1E-05
	2,00E-04	15.146	-6.716	4.376	6.716	-3,5E-08	4,3E-06	-1,9E-05
	2,50E-04	23.519	-10.290	7.064	10.436	-5,3E-08	6,7E-06	-2,9E-05
	3,00E-04	34.422	-14.813	10.867	16.179	-8,1E-08	1,0E-05	-4,2E-05
	3,50E-04	47.103	-19.926	15.648	23.475	-1,2E-07	1,4E-05	-5,7E-05
	4,00E-04	61.868	-25.729	21.534	32.524	-1,6E-07	1,9E-05	-7,5E-05
	4,50E-04	77.591	-31.755	27.056	40.714	-2,1E-07	2,5E-05	-9,3E-05
	5,00E-04	93.121	-37.522	29.461	42.097	-2,6E-07	3,0E-05	-1,1E-04
	5,50E-04	108.486	-43.066	32.396	45.820	-3,1E-07	3,6E-05	-1,3E-04
	6,00E-04	Abbruch durch ADINA						
	3,42E-04	45.000	-19.853	15.580	23.371	-1,2E-07	1,4E-05	-5,7E-05







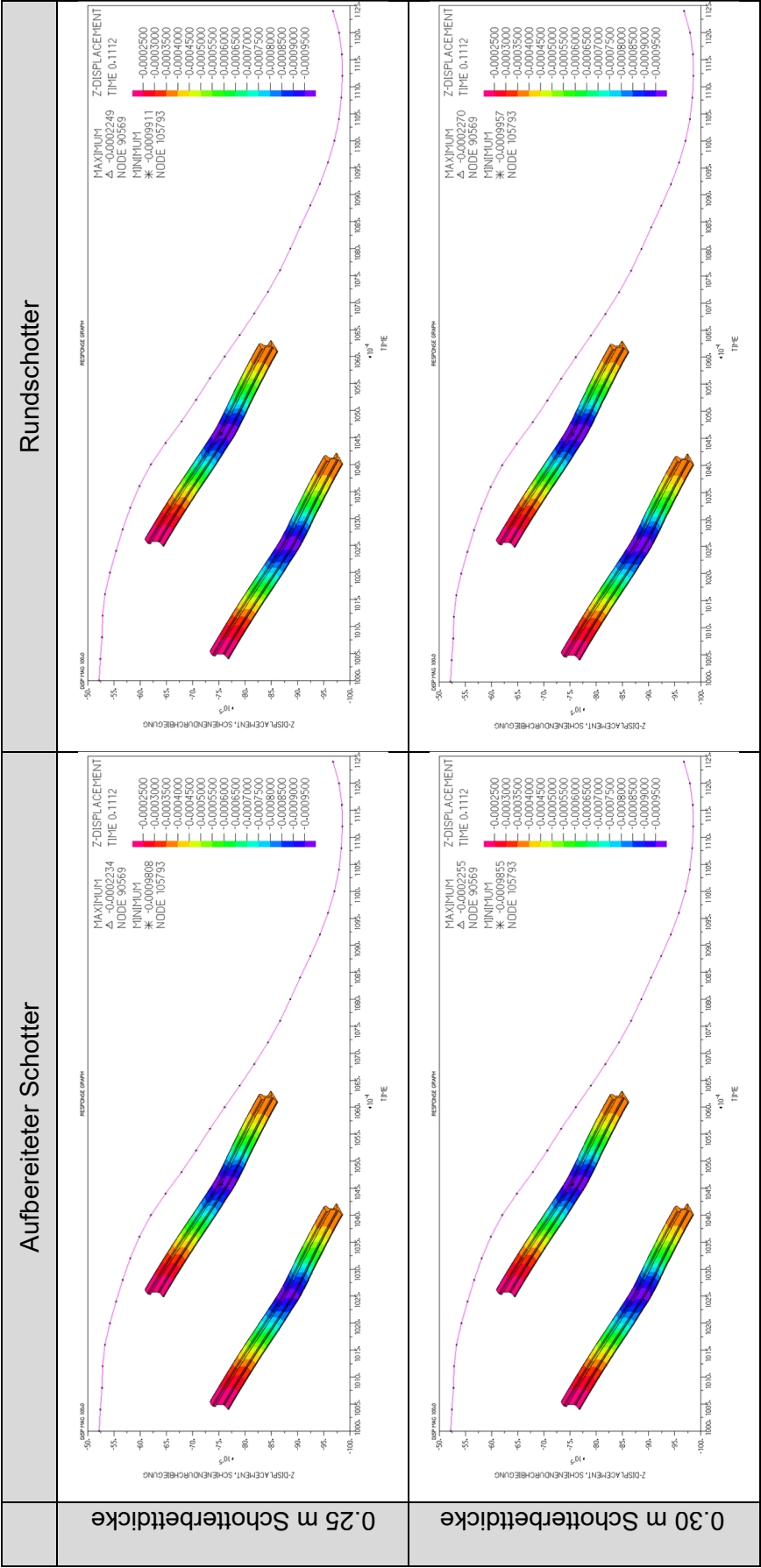
Anhang P FEM Modell mit elastischer Sohle und dem Lastfall nach MÜLLER-BORUTTAU



Anhang Q Belastungsvarianten

Last	v	Aufbereiteter Schotter				Rundschotter			
		Schotterdicke 0,25 m	Zeitschritt	Schotterdicke 0,30 m	Zeitschritt	Schotterdicke 0,25 m	Zeitschritt	Schotterdicke 0,30 m	Zeitschritt
196.000	33,33	-7,297E-04	0,1120	-7,331E-04	0,1120	-7,367E-04	0,1120	-7,402E-04	0,1120
240.000		-9,808E-04	0,1112	-9,855E-04	0,1112	-9,911E-04	0,1112	-9,957E-04	0,1112
284.000		-1,239E-03	0,1104	-1,245E-03	0,1104	-1,254E-03	0,1104	-1,260E-03	0,1104

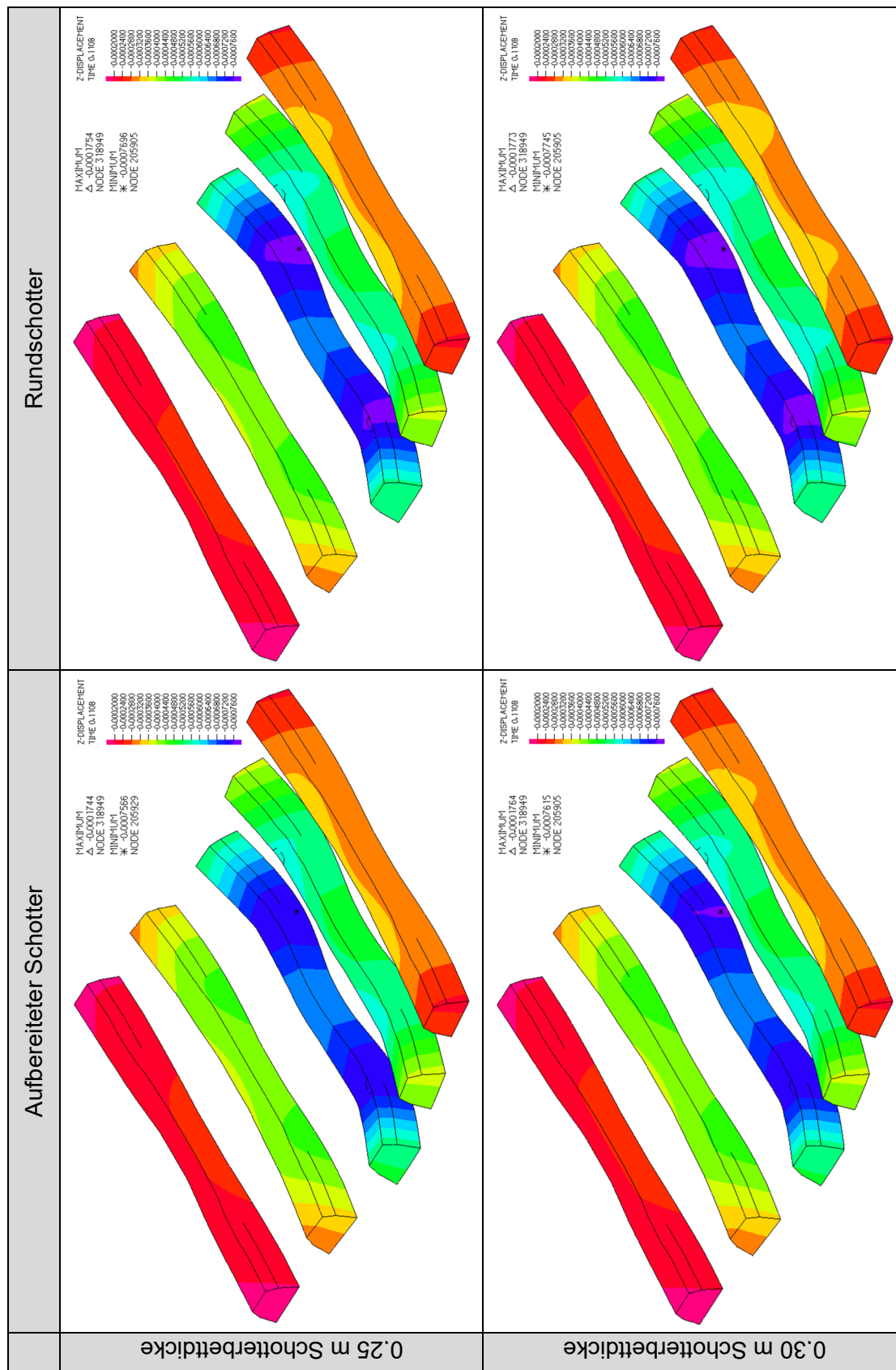
Maximale Schienendurchbiegung [m]



Maximale Schienendurchbiegung [m] bei einer Referenzbelastung von 240 kN

Last	v	Aufbereiteter Schotter				Rundschotter			
N	m/s	Schotterdicke 0,25 m	Zeitschritt	Schotterdicke 0,30 m	Zeitschritt	Schotterdicke 0,25 m	Zeitschritt	Schotterdicke 0,30 m	Zeitschritt
196.000	33,33	-5,559E-04	0,1096	-5,597E-04	0,1096	-5,640E-04	0,1096	-5,669E-04	0,1096
240.000		-7,566E-04	0,1108	-7,615E-04	0,1108	-7,696E-04	0,1108	-7,745E-04	0,1108
284.000		-9,642E-04	0,1108	-9,701E-04	0,1108	-9,833E-04	0,1108	-9,891E-04	0,1108

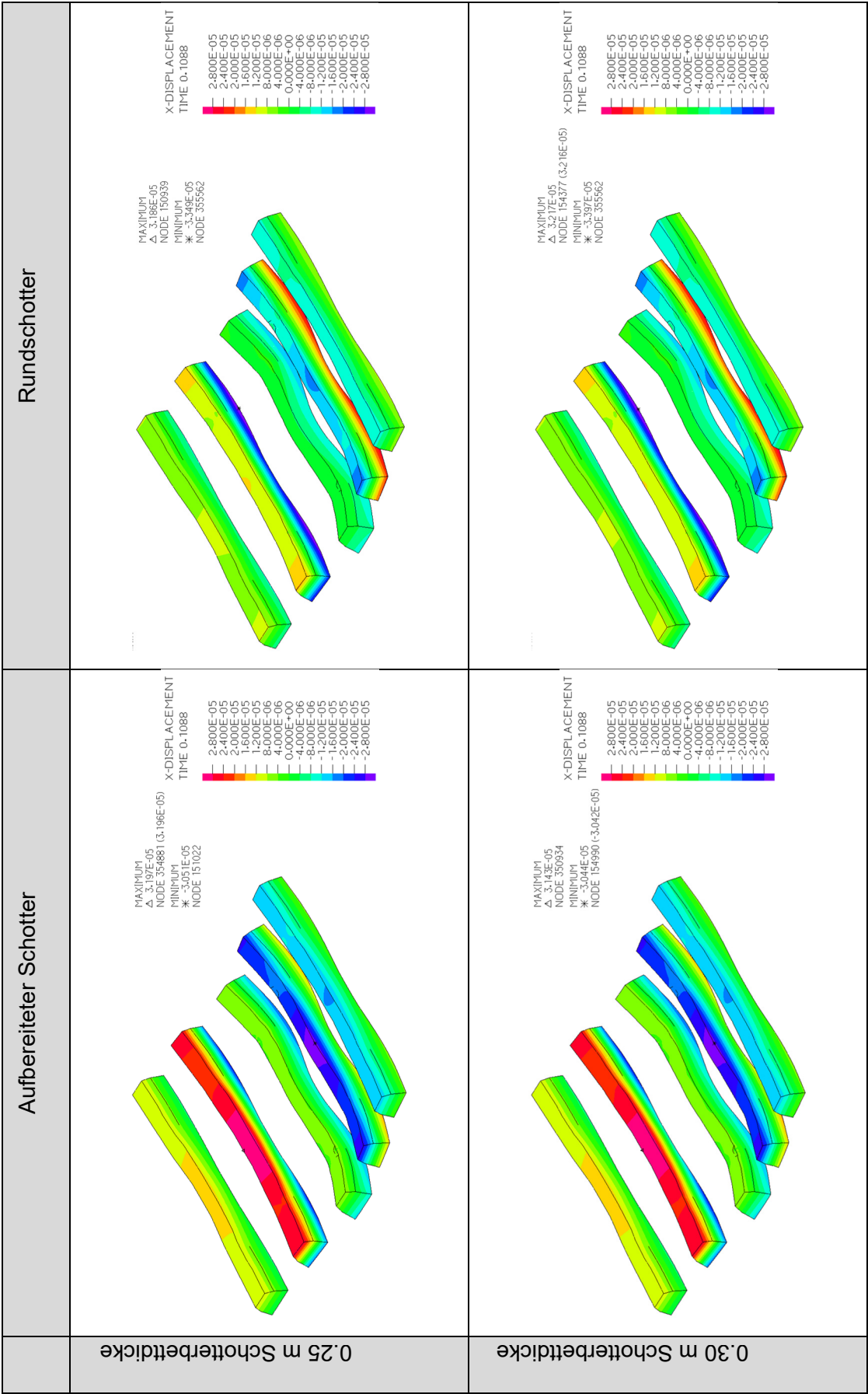
Maximale Schwellendurchbiegung [m]



Maximale Schwellendurchbiegung [m] bei einer Referenzbelastung von 240 kN

Last	v	Aufbereiteter Schotter				Rundschotter			
		Schotterdicke 0,25 m	Zeitschritt	Schotterdicke 0,30 m	Zeitschritt	Schotterdicke 0,25 m	Zeitschritt	Schotterdicke 0,30 m	Zeitschritt
196.000		2,021E-05	0,1108	1,983E-05	0,1108	1,681E-05	0,1084	1,687E-05	0,1092
		-1,920E-05		-1,918E-05		-2,128E-05		-2,147E-05	
		Σ 3,941E-05		Σ 3,901E-05		Σ 3,809E-05		Σ 3,834E-05	
		3,197E-05		3,143E-05		3,186E-05		3,217E-05	
240.000	33,33	-3,051E-05	0,1112	-3,044E-05	0,1112	-3,349E-05	0,1088	-3,397E-05	0,1088
		Σ 6,248E-05		Σ 6,187E-05		Σ 6,535E-05		Σ 6,614E-05	
		4,345E-05		4,282E-05		4,990E-05		5,034E-05	
		-4,231E-05		-4,223E-05		-4,785E-05		-4,846E-05	
284.000		Σ 8,576E-05	0,1116	Σ 8,505E-05	0,1116	Σ 9,775E-05	0,1108	Σ 9,880E-05	0,1088

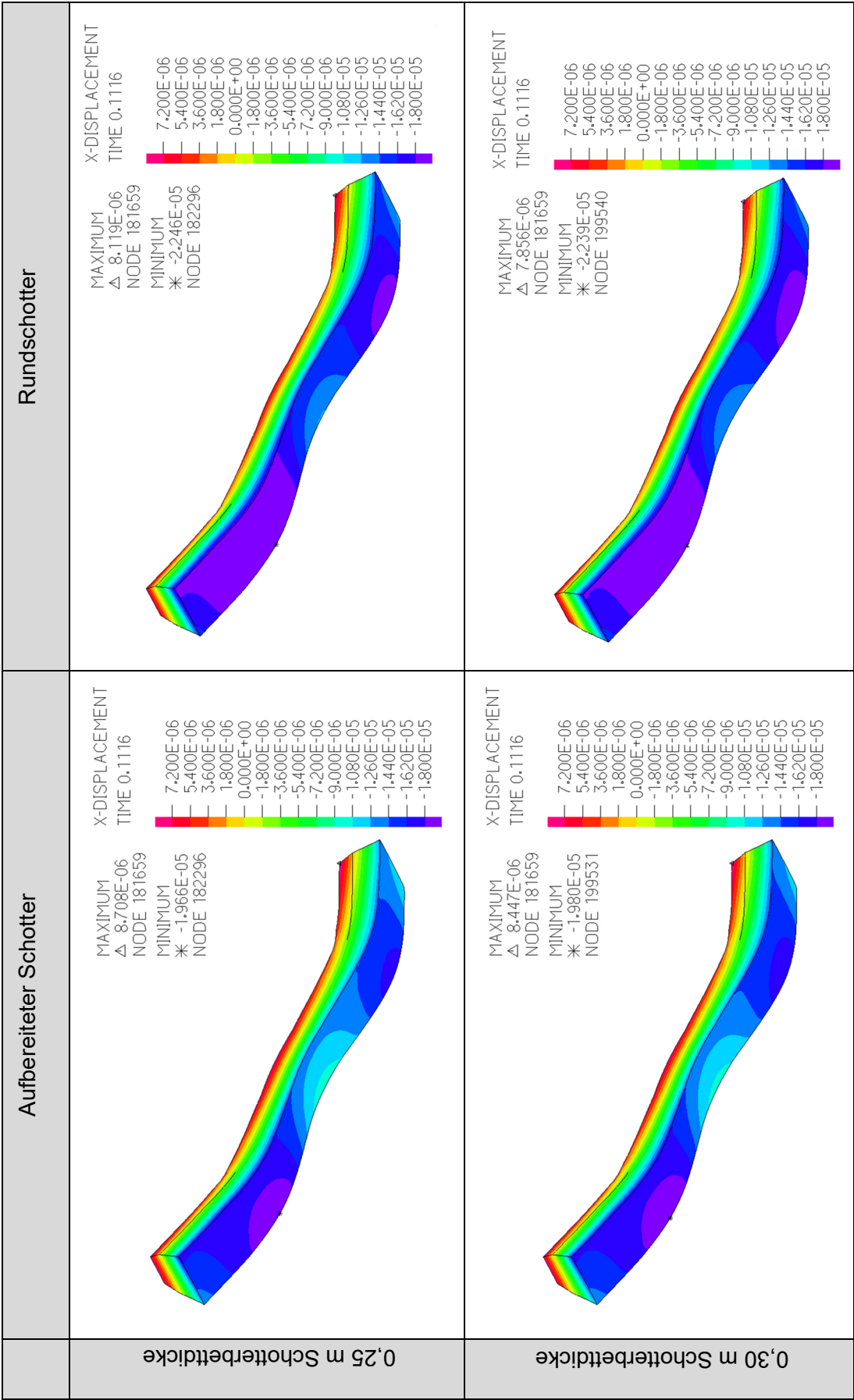
Maximale Schwellenlängverschiebung [m] zweier Schwellen bei einer Referenzbelastung von 240 kN



Maximale Schwellenlängsverschiebung [m] zweier Schwellen bei einer Referenzbelastung von 240 kN



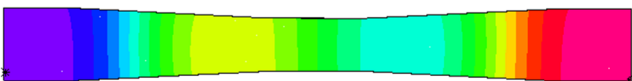
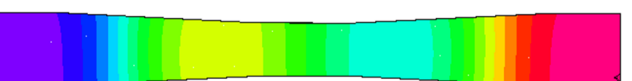
Last	v	Aufbereiteter Schotter				Rundschotter			
		Schotterdicke 0,25 m	Zeitschritt	Schotterdicke 0,30 m	Zeitschritt	Schotterdicke 0,25 m	Zeitschritt	Schotterdicke 0,30 m	Zeitschritt
196.000	33,33	-1,265E-05	0,1112	-1,285E-05	0,1112	-1,309E-05	0,1112	-1,306E-05	0,1116
240.000		-1,966E-05	0,1116	-1,980E-05	0,1116	-2,246E-05	0,1116	-2,239E-05	0,1116
284.000		-2,644E-05	0,1116	-2,624E-05	0,1112	-3,068E-05	0,1112	-3,038E-05	0,1120

Max. Schwellenbodenausdehnung [m] der mittigen Schwelle in Fahrtrichtung



Max. Schwellenbodenausdehnung [m] der mittigen Schwelle in Fahrtrichtung

Last		v	Aufbereiteter Schotter				Rundschotter			
N	m/s		Schotterdicke 0,25 m	Zeitschritt	Schotterdicke 0,30 m	Zeitschritt	Schotterdicke 0,25 m	Zeitschritt	Schotterdicke 0,30 m	Zeitschritt
196.000			3,468E-05	0,1096	3,465E-05	0,1096	3,491E-05	0,1096	3,502E-05	0,1096
240.000	33,33		-4,842E-05	0,1096	-4,872E-05	0,1096	4,857E-05	0,1096	-4,886E-05	0,1096
284.000			-6,255E-05	0,1096	-6,294E-05	0,1096	-6,257E-05	0,1096	-6,307E-05	0,1096

 <p>Y-DISPLACEMENT TIME 0,1096</p> <p>MAXIMUM Δ 4,837E-05 NODE 182025 (4,865E-05)</p> <p>MINIMUM ✱ -4,842E-05 NODE 182270 (-4,870E-05)</p>	 <p>Y-DISPLACEMENT TIME 0,1096</p> <p>MAXIMUM Δ 4,839E-05 NODE 182025 (4,867E-05)</p> <p>MINIMUM ✱ -4,872E-05 NODE 182270 (-4,900E-05)</p>	 <p>Y-DISPLACEMENT TIME 0,1096</p> <p>MAXIMUM Δ 4,857E-05 NODE 193807 (4,888E-05)</p> <p>MINIMUM ✱ -4,854E-05 NODE 193538 (-4,882E-05)</p>	 <p>Y-DISPLACEMENT TIME 0,1096</p> <p>MAXIMUM Δ 4,857E-05 NODE 193747 (4,886E-05)</p> <p>MINIMUM ✱ -4,886E-05 NODE 193533 (-4,915E-05)</p>
--	--	--	--


Maximale Schwellenbodenquerverschiebung [m]

Anhang R Einfluss von Modellverkleinerungen und Temperatureinflüsse

Geschw.	Redundanz	Max. Schienendurchbiegung		Max. Schwellenbodenausdehnung der mittigen Schwelle in Fahrtrichtung	
		Verschiebung	Zeitschritt-Iteration	Verschiebung	Zeitschritt-Iteration
m/s	-	m	-	m	-
33,33	Referenz	-9,855E-04	0,1120	-1,980E-05	0,1116
33,33	Ohne elast. Sohle	-9,216E-04	0,1116	-1,262E-05	0,1112
27,78		-9,112E-04	0,1116	-9,651E-06	0,1108
33,33	ohne UB/FSS	-6,305E-04	0,1088	-1,630E-05	0,1124
33,33	$T_{\text{Schotter}} \Delta +10$	-9,648E-04	0,1112	-1,554E-05	0,1124
33,33	$T_{\text{Oberbau}} \Delta +10$	-8,833E-04	0,1112	-2,707E-05	0,1112
m/s	-	Max. Schwellendurchbiegung		Max. Schwellenbodenquer-verschiebung	
33,33	Referenz	-7,615E-04	0,1108	-4,872E-05	0,1096
33,33	Ohne elast. Sohle	-6,863E-04	0,1108	-4,224E-05	0,1096
27,78		-6,991E-04	0,1112	-4,318E-05	0,1096
33,33	ohne UB/FSS	-4,122E-04	0,1084	-4,826E-05	0,1096
33,33	$T_{\text{Schotter}} \Delta +10$	-7,651E-04	0,1112	-5,654E-05	0,1096
33,33	$T_{\text{Oberbau}} \Delta +10$	-6,966E-04	0,1108	-1,710E-04	0,1096

Referenzbelastung: $F_{\text{Dyn}} = 240.000 \text{ N}$; $v = 33,33 \text{ m/s}$; $d_{\text{Schotterbett}} = 0,3 \text{ m}$

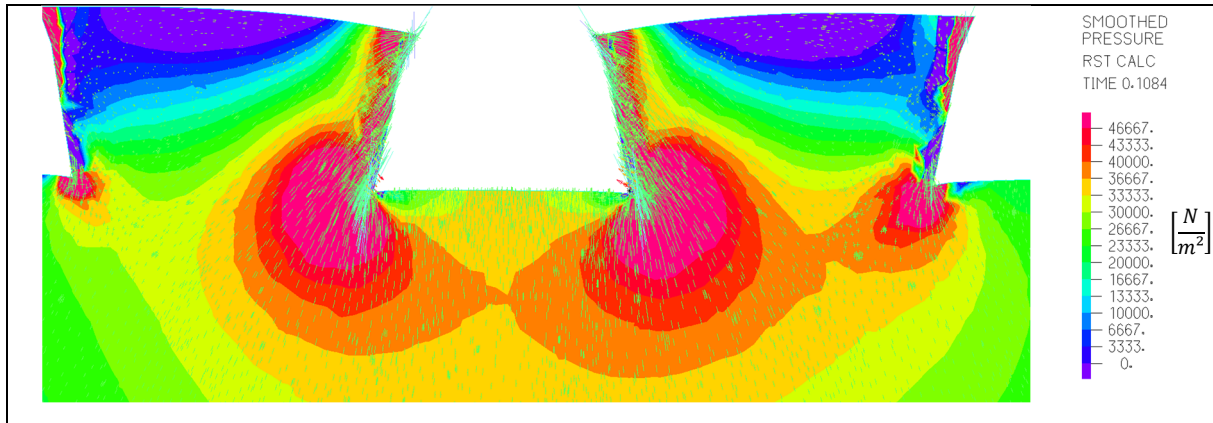
v	Modell	Verschiebung	Zeitschritt
m/s	-	Max. Schwellenlängsverschiebung zweier Schwellen	
33,33	Referenz	3,143E-05	0,1112
		-3,044E-05	
		Σ 6,187E-05	
33,33	Ohne elast. Sohle	4,288E-05	0,1116
		-3,762E-05	
		Σ 8,050E-05	
27,78		4,258E-05	0,1116
		-4,009E-05	
		Σ 8,267E-05	
33,33	ohne UB/FSS	2,865E-05	0,1084
		-2,992E-05	
		Σ 5,857E-05	
33,33	T _{Schotter} Δ+10	3,670E-05	0,1116
		-3,573E-05	
		Σ 7,243E-05	
33,33	T _{Oberbau} Δ+10	4,580E-05	0,1116
		-4,377E-05	
		Σ 8,957E-05	

 Referenzbelastung: $F_{\text{Dyn}} = 240.000 \text{ N}$; $v = 33,33 \text{ m/s}$; $d_{\text{Schotterbett}} = 0,3 \text{ m}$

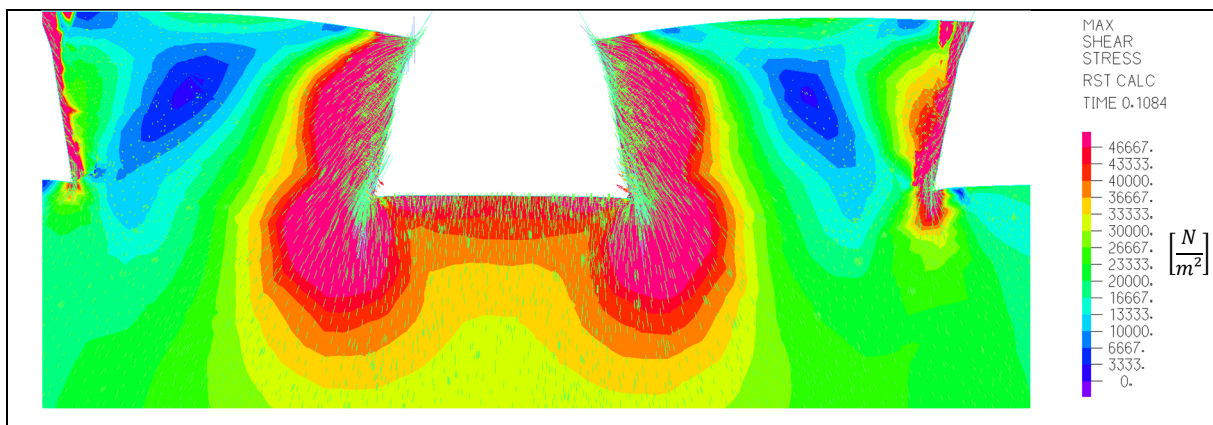
Anhang S Computerkonfigurationen

Bauteil	Einheit	Konfiguration 1	Konfiguration 2	Konfiguration 3
Prozessor				
Name	-	Intel Core i7 4790K	Intel Core i7 5960X	Intel Core i7 6950X
Kern-Leistung	GHz	4	3	3
Anzahl der Kerne	-	4	8	10
Cache	MB	8	20	25
Turbo Boost	-	2.0	2.0	3.0
Arbeitsspeicher				
Name	-	Corsair Vengeance Pro	Corsair DIMM DDR4 8 8 2333	
Typ	-	DDR3		
Module	-	2		
Modulgröße	GB	8		
Taktrate	MHz	1600		
Festplatte				
Name	-	Samsung 850 Pro 512 SATA Express 550 520		Samsung 950 Pro
Größe	GB			512
Anschluss	-			M.2
Lesegeschw.	MB/s			2500
Schreibgeschw.	MB/s			1500

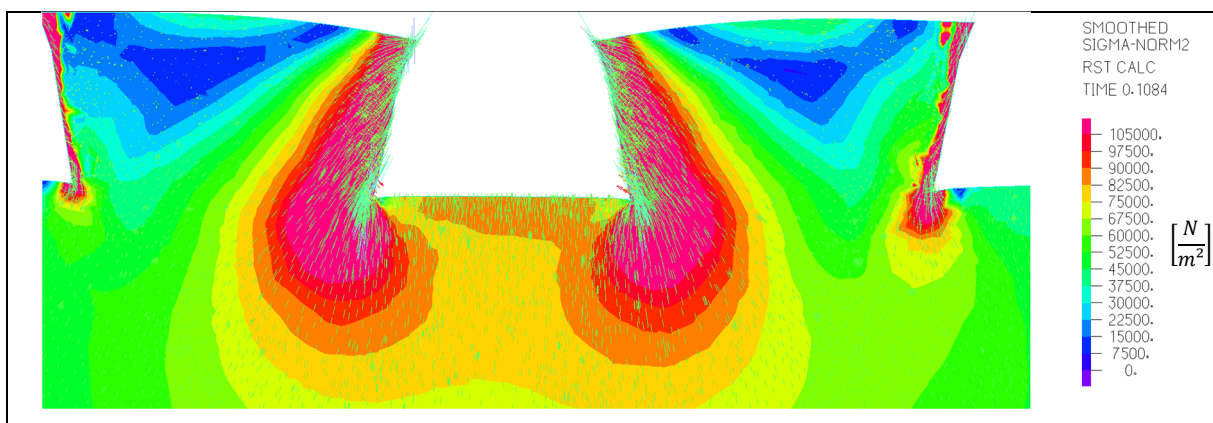
Anhang T Belastungsverläufe im Schotterbett beim Referenzmodell



Druckspannungs- und Vektorverlauf

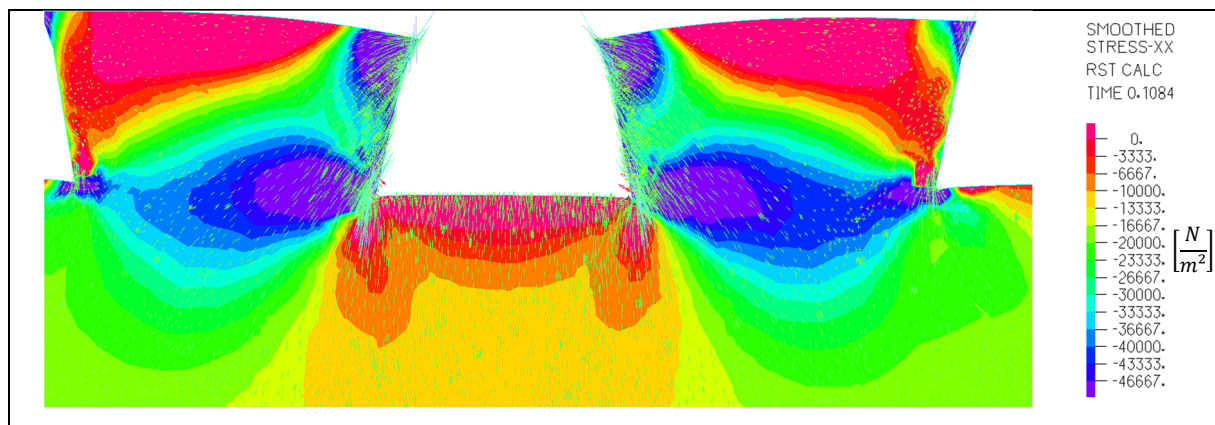


Scherspannungs- und Vektorverlauf

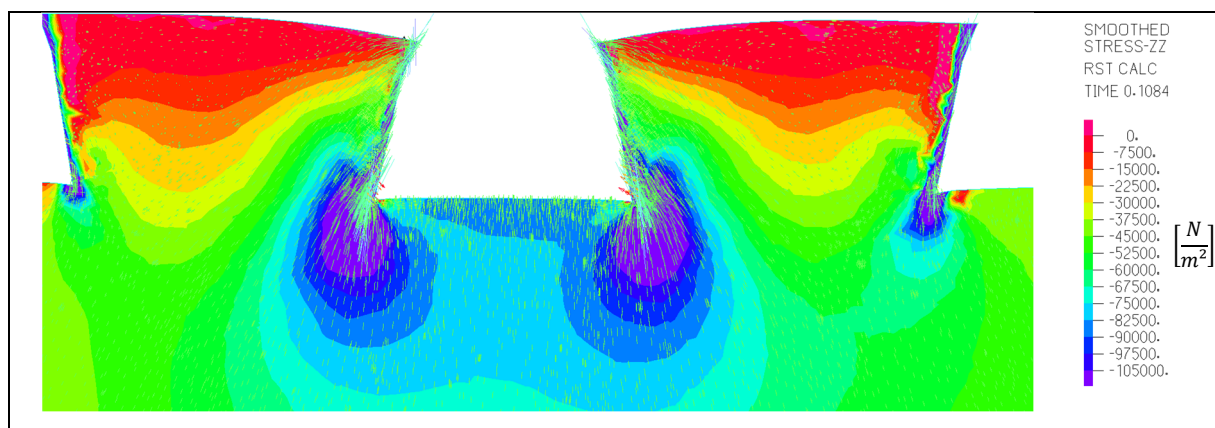


Normalspannungs- und Vektorverlauf

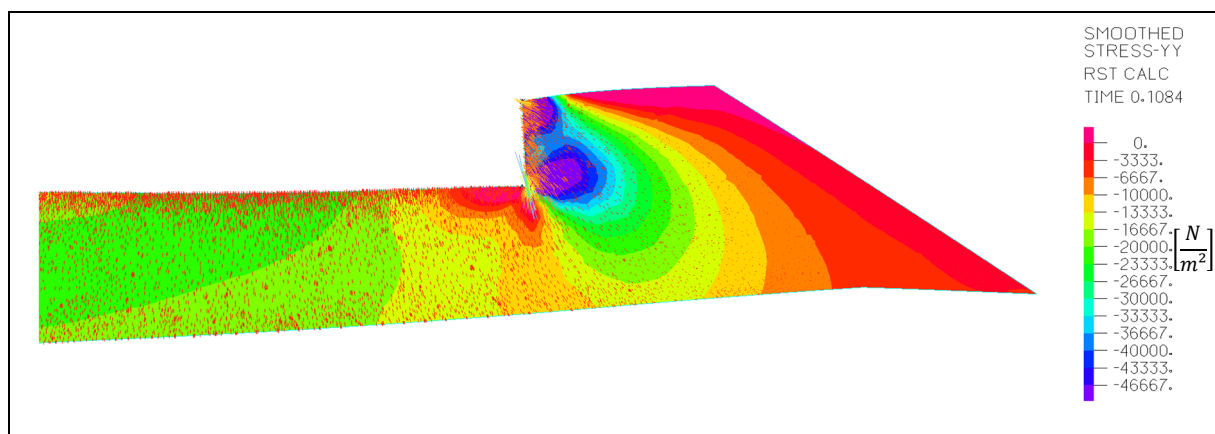
* Verschiebungen sind in den Grafiken 100-fach vergrößert dargestellt



Spannungen in X (In Fahrtrichtung)



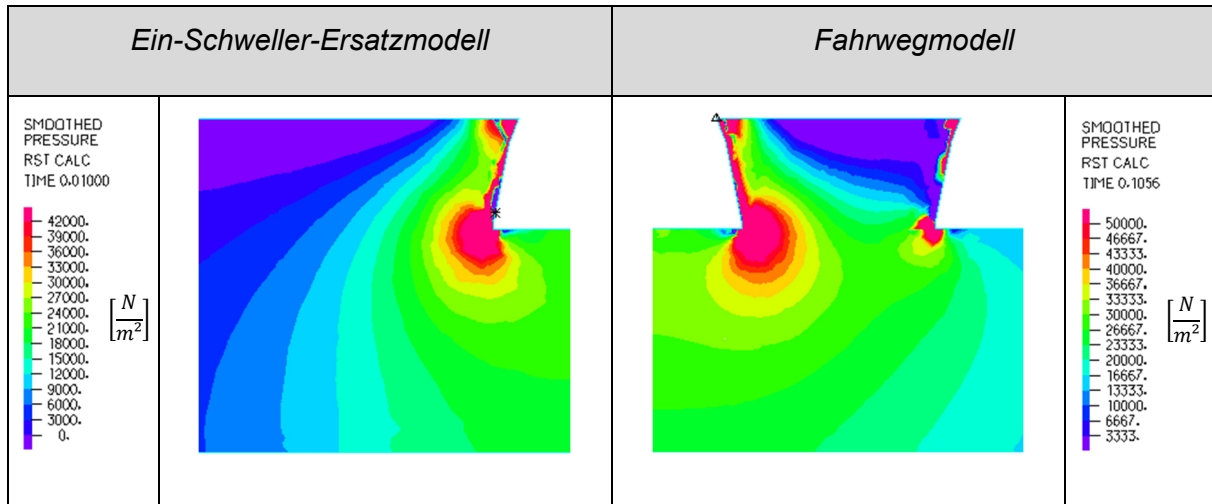
(Vertikale) Spannungen in Z



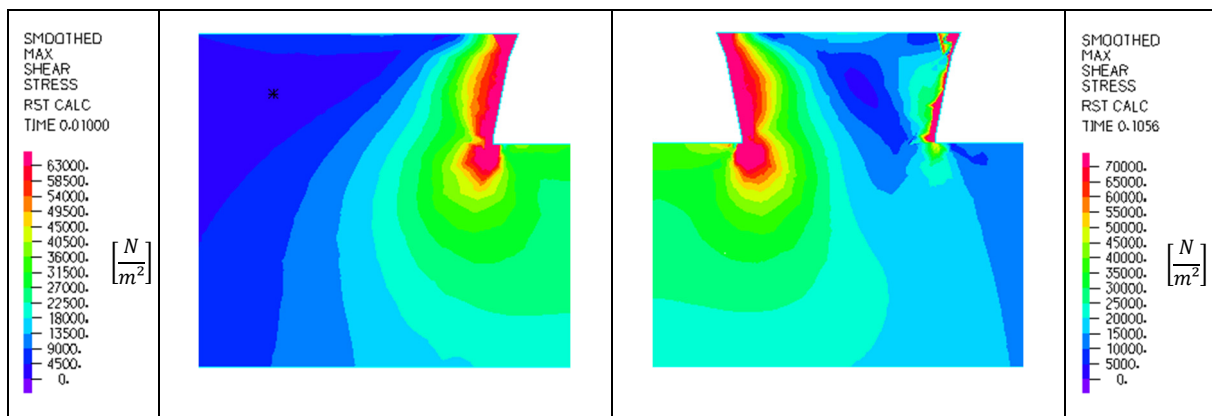
Spannungen in Y (Quer zur Fahrtrichtung)

* Verschiebungen sind in den Grafiken 100-fach vergrößert dargestellt

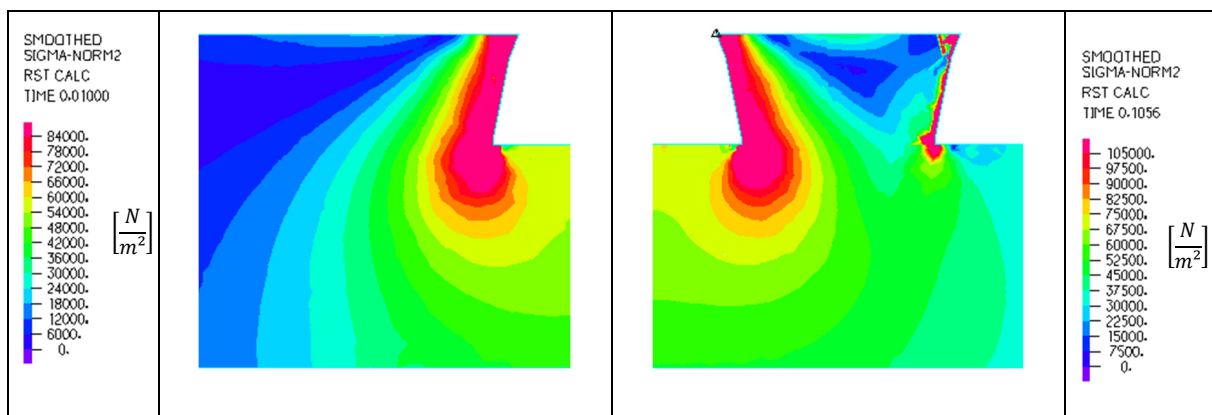
Anhang U Vergleich der Spannungsverläufe zwischen dem Ein-Schweller-Ersatzmodell und dem Fahrwegmodell



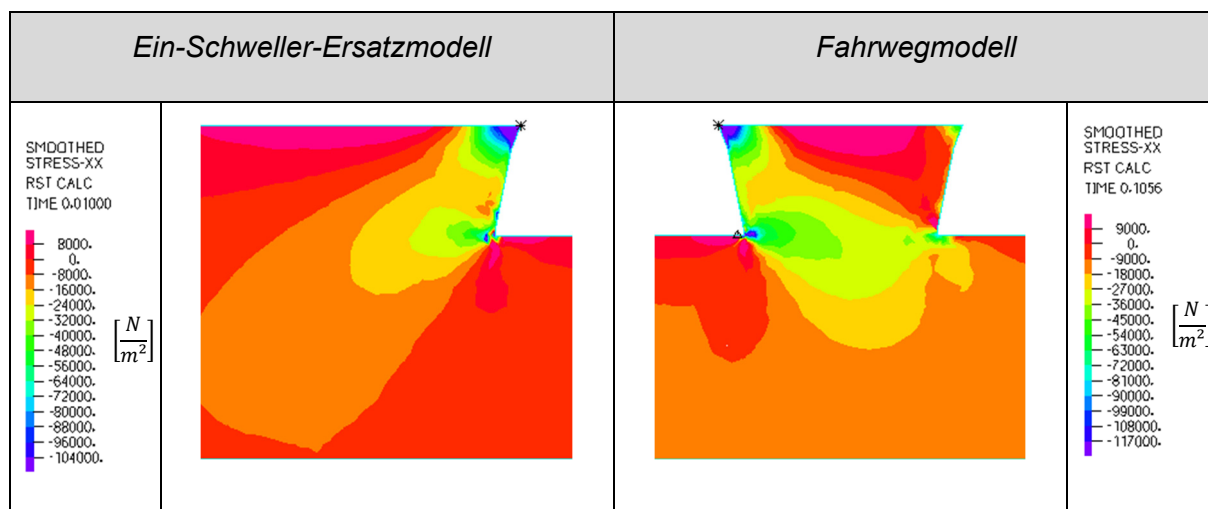
Druckspannung



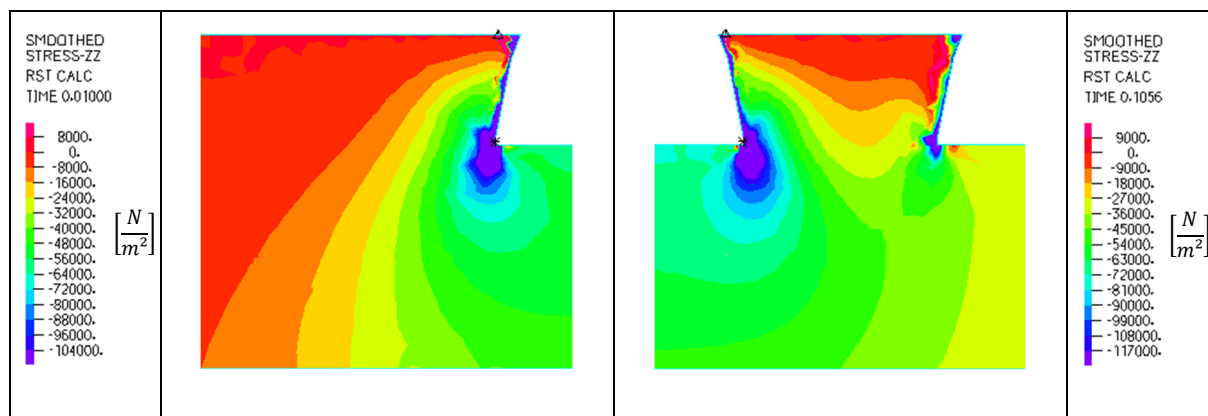
Scherspannung



Normalspannung

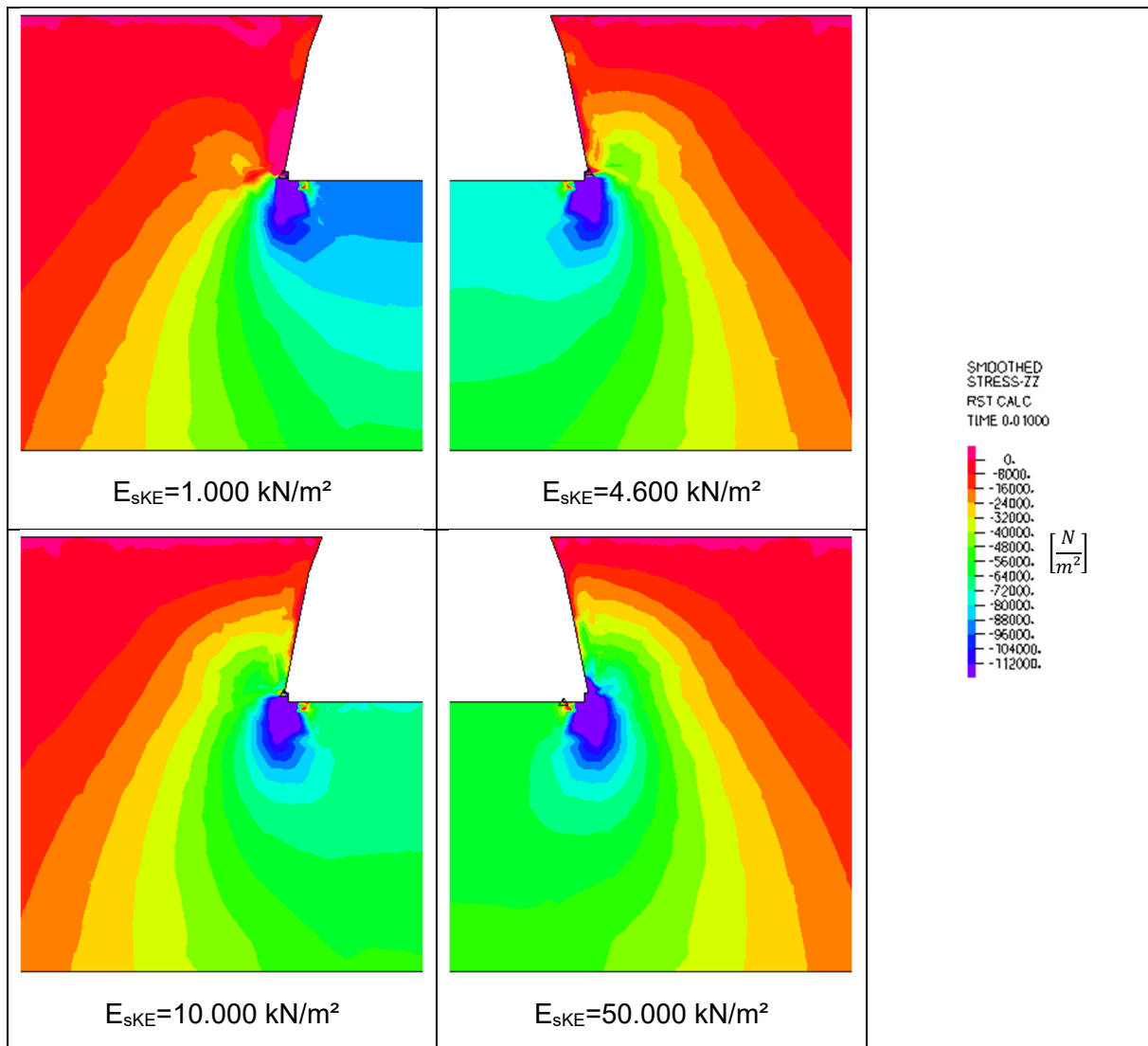


Spannungen in X (In Fahrtrichtung)

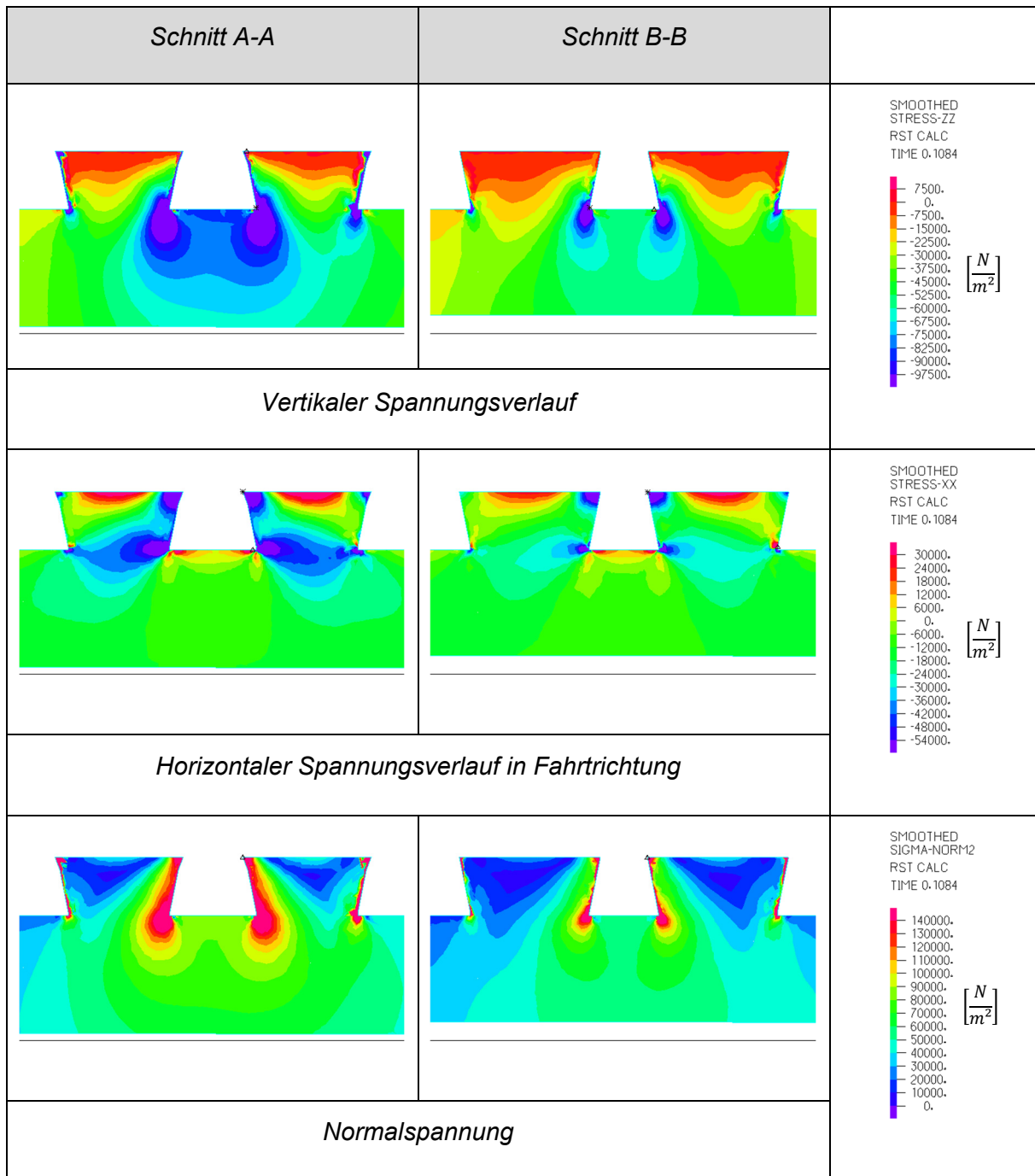


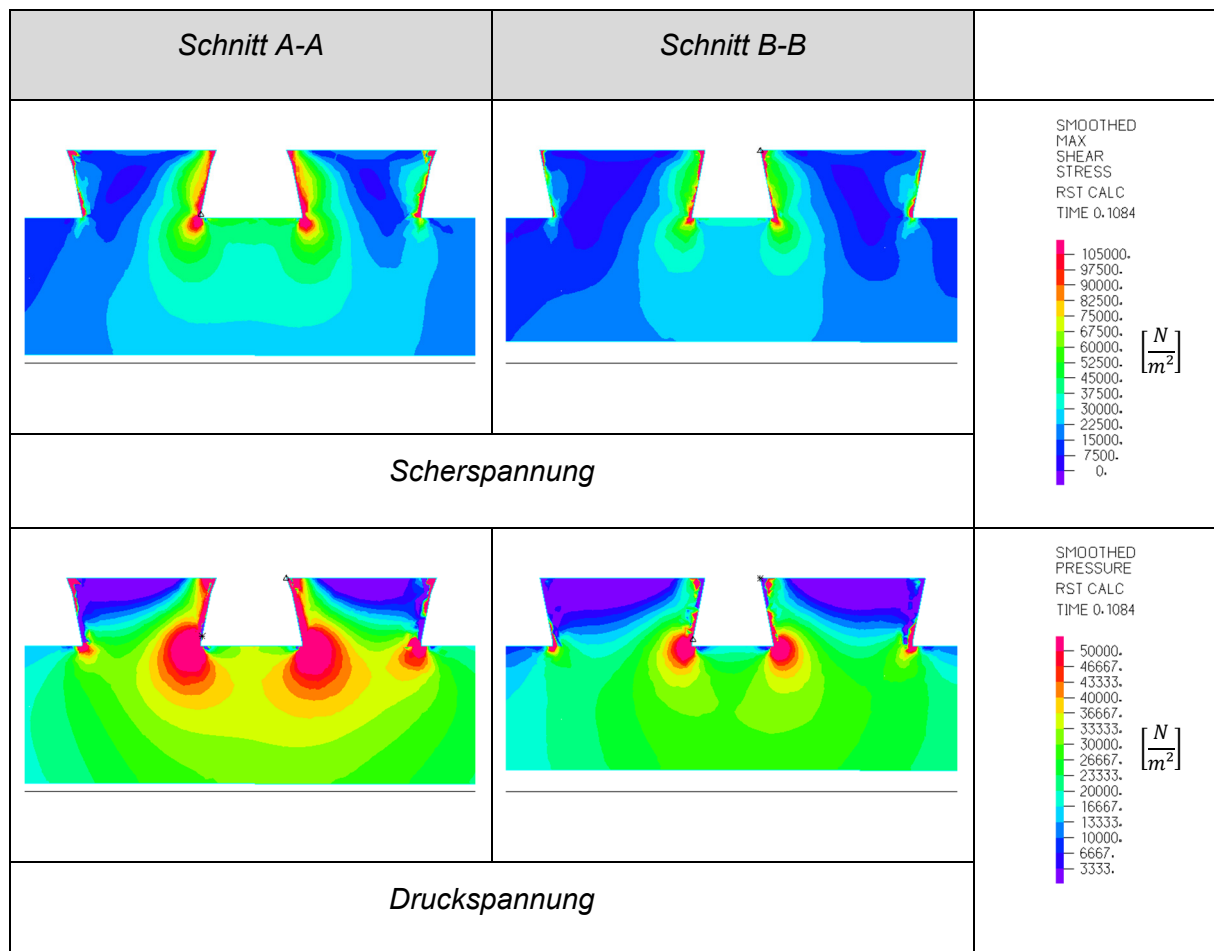
(Vertikale) Spannungen in Z

Anhang V Vertikaler Spannungsverlauf beim modifizierten Ein-Schweller Ersatzmodell mit variierendem Elastizitätsmodul bei den zusätzlichen seitlichen Konstruktionselementen



Anhang W Max. und min. Spannungsverläufe durch das Schotterbett





Anhang X Kalkulationsdaten [V16]

Annahmen zur Schwelle		
Kosten Schwelle	€/St	50,00
Liegedauer	a _L	50
Schotterbedarf	m³/m	0,45
Annahmen zum Einbau inkl. Personal, Gerät und Material		
Kosten Schotter*	€/m³	42,50
Schotter ausbauen und aufladen	€/m³	68,00
Schotter einbauen	€/m³	60,00
Planum herstellen	€/m³	3,00
Schwellenerneuerung	€/St	132,00
Gleis entspannen	€/m	4,20
1. Stopfung	€/m	38,00
2. Stopfung	€/m	28,00
Nachstopfen	€/m	28,00
Kleineisen durcharbeiten	€/m	24,90
Annahme zur Entsorgung inkl. Geräte und Transport		
Entsorgungskosten*	€/m³	30,43

* $\rho = 1.700 \text{ kg/m}^3$

Anhang Y Kosten für die Baustellenarbeit [B19], [O26]

Faktor	Einheit	Wert
Ladefaktor für Gleisschotter		
Auflockerungsfaktor f_F	-	0,87
Füllungsfaktor f_S	-	1,00
Baustellenbedingungen und Betriebsbedingungen gut/gut		
Nutzleistungsfaktor f_E	-	0,75
Personalkosten		
Mittellohn und Lohnzusatzkosten MLZ	€/h	14,94
Betriebskosten		
Kraftstoffverbrauch K_V	L/(kWh)	0,16
Dieselpreis K_D	€/L	1,00
Pflegekosten K_P	€/L	0,11

Faktor	Einheit	Wert
Planierraupe Catapillar D6M XL mit A-Schild		
Schildfüllung $V_{R,P}$	m^3	4,00
Spielzahl n_P	1/h	78
Schildform (A-Form) $f_{1,P}$	-	0,75
Neigung des Schürfweges $f_{2,P}$	-	1,00
Grundleistung $Q_{G,P}$	kW	120
Leistungsverbrauch $Q_{V,P}$	€/h	21,31
Nutzleistung $Q_{B,P}$	m^3/h	153
Walzenzug BW 213 DH-5/P [O26]		
Wirksame Arbeitshöhe b'	m	2,13
Schichthöhe des verdichteten Boden h_s	m	0,25 bis 0,3
Arbeitsgeschwindigkeit v_A	m/h	4.200
Zahl der Übergänge z_n	-	7
Grundleistung $Q_{G,V}$	kW	115
Leistungsverbrauch $Q_{V,V}$	€/h	35,36
Nutzleistung $Q_{B,V}$ ($h_s=0,25$ bis $0,30$ [m])	m^3/h	239,63 bis 287,55
Radlader Terex TL 210		
Schaufelfüllung $V_{R,R}$	m^3	2,1
Füllzeit t_F	h	15,3/3.600
Entleerzeit t_E	h	3,6/3.600
Fahrzeit t_{FA}	h	20/3.600
Zeitzuschlag Δt	h	7/3.600
Entleerungsart $f_{1,R}$	-	0,93
Grundleistung $Q_{G,R}$	kW	120
Leistungsverbrauch $Q_{V,R}$	€/h	21,31
Nutzleistung $Q_{B,R}$	m^3/h	99,95

$$P_P = \frac{Q_{V,P} + MLZ}{Q_{B,P}}$$

$$P_P = \frac{Q_{G,P} \times K_V(K_D + K_P) + MLZ}{V_{R,P} \times \frac{f_F}{f_S} \times n_P \times f_{1,P} \times f_{2,P} \times f_E}$$

$$P_P = \frac{120 \text{ kW} \times 0,16 \frac{L}{\text{kWh}} (1,00 + 0,11) \frac{\text{€}}{L} + 14,94 \frac{\text{€}}{h}}{4 \text{ m}^3 \times \frac{0,87}{1,00} \times 78 \frac{1}{h} \times 0,75 \times 1,00 \times 0,75}$$

$$P_P = 0,2374 \frac{\text{€}}{\text{m}^3}$$

Planierungskosten

$$P_V = \frac{Q_{V,V} + MLZ}{Q_{B,V}(h_S - \Delta)} - \frac{Q_{V,V} + MLZ}{Q_{B,V}(h_S)}$$

$$P_V = \frac{(Q_{G,V} \times K_V \times (K_D + K_P) + MLZ) \times z_n \times (-\Delta)}{b' \times v_A \times f_E \times (h_S^2 - h_S \Delta)}$$

$$P_V = \frac{\left(115 \text{ kW} \times 0,16 \frac{L}{\text{kWh}} \times (1,00 + 0,11) \frac{\text{€}}{L} + 14,94 \frac{\text{€}}{h}\right) \times 7 \times (-\Delta m)}{2,13 \text{ m} \times 4200 \frac{m}{h} \times 0,75 \times ((0,3 \text{ m})^2 - 0,3 \text{ m} \times \Delta m)}$$

$$P_V(\Delta = 0.01) = 0.0042 \frac{\text{€}}{\text{m}^3}$$

$$P_V(\Delta = 0.02) = 0.0088 \frac{\text{€}}{\text{m}^3}$$

$$P_V(\Delta = 0.03) = 0.0137 \frac{\text{€}}{\text{m}^3}$$

$$P_V(\Delta = 0.04) = 0.0189 \frac{\text{€}}{\text{m}^3}$$

$$P_V(\Delta = 0.05) = 0.0246 \frac{\text{€}}{\text{m}^3}$$

Verdichtungskosten

$$P_R = \frac{Q_{V,R} + MLZ}{Q_{B,R}}$$

$$P_{Bau,R} = \frac{Q_{G,R} \times K_V(K_D + K_P) + MLZ}{V_{R,R} \times \frac{f_F}{f_S} \times (t_F + t_E + t_{FA} + \Delta t)^{-1} \times f_{1,R} \times f_E}$$

$$P_{Bau,R} = \frac{120 \text{ kW} \times 0,16 \frac{L}{\text{kWh}} (1,00 + 0,11) \frac{\text{€}}{L} + 14,94 \frac{\text{€}}{h}}{2,1 \text{ m}^3 \times \frac{0,87}{1,00} \times \frac{3600}{15,3 + 3,6 + 20 + 7} \frac{1}{h} \times 0,93 \times 0,75}$$

$$P_{Bau,R} = 0,3627 \frac{\text{€}}{\text{m}^3}$$

Radladerkosten

Anhang Z Transportkosten

	Einheit	Zwei- Achser	Drei- Achser	Vier- Achser	Sattelzug
Ladegewicht kg	kg	8.000	13.000	20.000	25.000
Ladevolumen m ³	m ³	5	8	12	15
Preis pro Stunde	€/h	56	59	66	75
Preis pro Stunde und Volumen	€/(h m ³)	11,2	7,4	5,5	5